

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT
DE DORMANTS FERROVIAIRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT DE PRFV

Mémoire de maîtrise

Spécialité : génie civil

Célestin MWISENEZA

Membres du Jury d'examen du mémoire :

Pr. Brahim BENMOKRANE (directeur)

Pr. Mathieu Robert, examinateur et rapporteur

Dr. Brahim Tighiouart, examinateur

RÉSUMÉ

Les dormants (traverses) de chemins de fer sont parmi des éléments structuraux très importants d'une voie ferroviaire. Ils jouent le rôle principal de distribution de charge de rails vers les autres parties de la sous-structure d'un chemin de fer. Le bois, l'acier et le béton sont les principaux matériaux utilisés dans la fabrication des dormants avec le béton précontraint d'acier le plus utilisé au monde. Les matériaux traditionnellement utilisés n'ont pas présenté des performances surtout au niveau de la durabilité et sont remplacés avant leur durée de vie. Le bois souffre d'une faible résistance aux dégradations biologiques et le bois dur devient de plus en plus rare. Les dormants en béton précontraint d'acier possèdent des performances mécaniques élevées, mais aussi présentent des désavantages notamment au niveau de leur durabilité à cause de la corrosion de l'acier de précontrainte. Les dormants en acier possèdent des performances mécaniques satisfaisantes, mais ils sont les moins utilisés à cause du risque de corrosion de l'acier. L'objectif principal de cette recherche est de valider l'usage d'armature en polymère renforcé de fibre de verre (PRFV) comme un matériau économique et durable dans la fabrication de nouveaux dormants en béton précontraint. Un programme expérimental composé de 4 catégories d'essais est mis en place pour étudier la fatigue, la fatigue-statique, le liaonnement ainsi la performance du béton avec les systèmes d'ancrages. La première catégorie est composée de quatre essais de fatigue d'une force cyclique d'amplitude constante pour trois millions de cycles effectués sur quatre dormants en béton précontraint, deux de PRFV et deux autres de contrôle précontraint avec de l'acier. La deuxième et la troisième catégorie comportent successivement, les essais de chargement statique à la rupture des dormants testés en fatigue et un essai pour mesurer le liaonnement ainsi que la charge ultime du dormant en béton précontraint avec le PRFV. La dernière catégorie comprend une série des essais sur les systèmes d'ancrages. Tous les essais sont effectués à l'assise du rail et sont des essais recommandés par le manuel de l'AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance of Way Authority*) pour valider l'utilisation des dormants en béton précontraint d'acier.

Les résultats des essais réalisés sont analysés et comparés aux exigences recommandées par le manuel de l'AREMA. L'effet des certains paramètres sur la performance des dormants en béton précontraint de PRFV est présenté. Les résultats des essais sont intéressants et montrent une grande efficacité en service ainsi qu'à l'ultime des dormants en béton précontraint de PRFV. Les résultats de cette recherche réalisée dans le cadre de la chaire de recherche du CRSNG sur les renforcements novateurs en PRF pour les infrastructures en béton seront utilisés comme référence aux fabricants des dormants en béton précontraint et opérateurs de voie ferroviaires qui désireront utiliser les polymères renforcés de fibres de verre (PRFV)

Mots-clés : Dormants, Chemin ferroviaire, PRFV, Fatigue, Précontrainte, AREMA

Abstract

Railway sleepers are among the most important structural elements of a railroad track. They play the main role of rail load distribution to other parts of a railway sub-structure. Hard wood, steel and concrete are the main materials used in the manufacturing of sleepers with steel PC sleepers the most used worldwide. The materials traditionally used have not shown performance especially in terms of durability and are found replaced before their service life. Wood suffers from low resistance to biological degradation and hardwood becomes increasingly rare. The steel PC sleepers have high mechanical performance, but also have disadvantages in particular in their durability due to the corrosion of prestressing steel. Steel sleepers have satisfactory mechanical performance, but they are the least used because of the risk of corrosion. The main objective of this research is to validate the use of fiberglass reinforced polymer reinforcement (GFRP) as an economic and sustainable material in the manufacture of new PC sleepers. An experimental program consisting of 4 groups of tests is set up to study fatigue, static-fatigue, bonding and the performance of concrete with fastening systems. The first group consists of four fatigue tests of a constant amplitude cyclic force for three million cycles carried out on four PC sleepers, two of GFRP and two control specimens prestressed with steel. The second and the third categories comprise, respectively, the tests of static loading up to ultimate of the PC tested in fatigue and a test to measure the bonding of GFRP to concrete as well as the ultimate load of the GFRP PC sleepers. The last category includes a series of tests on fastening systems. All tests are carried out at the rail seat and are recommended by the American Railway Engineering and Maintenance of Way Authority (AREMA) manual to validate the use Steel PC sleepers.

The results of the tests carried out are investigated and compared to the requirements recommended by the AREMA manual. The effect of certain parameters such as fatigue and prestressing on the performance of static behavior of GFRP PC sleepers is presented. The results of the tests are interesting and demonstrate a great efficiency in service as well as at the ultimate of GFRP PC sleepers. The results of this research performed as part of the NSERC Research Chair on Innovative FRP Reinforcements for Concrete Infrastructure will be used as a reference for PC sleepers' manufacturers as well as railway operators who would aspire to use GFRP as an alternative to steel.

Keywords: Sleepers, Railway, GFRP, Fatigue, Prestressing, AREMA

Remerciements

Je voudrais remercier en premier, le Programme Canadien de Bourses de la Francophonie (PCBF) qui a financé les études de maîtrise qui ont mené à ce projet.

Ensuite je remercie le professeur Brahim Benmokrane, mon directeur de recherche. Merci de m'avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet de recherche d'application innovante. Je vous remercie d'avoir cru en moi et me donner la chance de travailler au sein de votre dynamique groupe de recherche. Ce projet m'a aidé à accroître mes capacités dans beaucoup d'aspects professionnels et personnels. Je bénéficie ce moment aussi pour remercier Dr. M. Hamdy Mohamed professionnel de recherche pour l'aide technique et morale. Travailler avec toi a été un privilège et un souvenir inoubliable.

Je voudrais aussi remercier l'entreprise SYM-TECH BÉTON PRÉFABRIQUÉE sans quoi ce projet n'aurait pas vu le jour et surtout aussi pour toute l'aide apportée dans la fabrication des spécimens.

Je remercie aussi l'équipe technique de la chaire de recherche de CRSNG. Merci à Jérôme Lacroix et Marc Demers pour le temps qu'ils ont consacré aux essais. Dès la préparation de différents montages à la suivie des essais surtout l'essai de fatigue qui était long et fastidieux. Merci pour le travail effectué et vos habilités techniques qui sont indispensables pour le succès de ce projet et beaucoup d'autres du groupe de recherche.

Finalement, j'aimerais remercier tous ceux qui m'ont soutenu moralement pendant cette belle aventure. Je remercie toute ma famille pour leur soutien sans quoi je ne serai pas là où je suis aujourd'hui. Aussi merci pour tous les amis qui sont devenus une famille pour moi depuis mon arrivé à Sherbrooke surtout la famille Omar et Sophie ainsi que toute la famille de Claire et Jonathan. Enfin et surtout je voudrais remercier ma fiancée Pierrine pour son amour et son soutien, mais surtout pour sa patience durant toute mon absence.

Table des matières

Chapitre 1 INTRODUCTION	1
1.1. Contexte	1
1.2. Problématique	2
1.3. Définition de projet de recherche.....	2
1.4. Objectifs de la Recherche.	2
1.5. Plan du document.....	3
Chapitre 2 ÉTAT DE L'ART	5
2.1. Introduction.....	5
2.2. Les Polymères Renforcés des Fibres (PRF).....	5
2.2.1. Généralités	5
2.2.2. Matrice.....	6
2.2.3. Fibres	6
2.2.4. Fabrication de barres de PRF.....	7
2.2.5. Les propriétés des PRF	8
2.2.6. La Précontrainte des PRF	9
2.3. Fatigue	15
2.3.1. Béton ordinaire	15
2.3.2. PRFV	16
2.3.3. Barre d'acier.	18
2.4. Dormants de chemin ferroviaire.	19
2.4.1. Introduction	19
2.4.2. Matériaux.....	19
2.4.3. Conception de dormants selon le manuel de l'AREMA.	20
2.4.4. Fatigue de dormants en béton précontraint.....	22
Chapitre 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	25
3.1. Introduction.....	25
3.2. Matrice des Essais.....	25
3.3. Matériaux	26
3.3.1. Le béton	26
3.3.2. Barres de PRFV	27
3.4. Fabrication	28
3.4.1. Système de prétension	28
3.4.2. Instrumentation.....	28
3.4.3. Géométrie des spécimens et configuration des barres.	29

3.5. Précontrainte et fabrication de dormants	30
3.5.1. Conception et fabrication du bâti de précontrainte	30
3.5.2. Procédé de précontrainte	33
3.6. Les Montages et Essais	36
3.6.1. Essai de fatigue sur l'assise du rail	36
3.6.2. Essai de liaisonnement, ancrages de barres et la charge ultime	38
3.6.3. Essai d'arrachement de l'insertion de système d'ancrage et de torsion	39
3.6.4. Essai de soulèvement de système de fixation de rail	40
3.6.5. Essai de retenue latérale de systèmes de fixation de rail.	42
Chapitre 4 RÉSULTATS ET DISCUSSION	44
4.1. Essais de Fatigue.....	44
4.1.1. Charge de fissuration	44
4.1.2. Propagation des fissures et comportement aux charges cycliques	46
4.2. Essais Statique	48
4.2.1. Capacité statique résiduelle	48
4.2.2. Fissuration et mode de rupture.	48
4.2.3. Flèche et déformation	50
4.3. Essai de liaisonnement, ancrages de barres et la charge ultime.	52
4.3.1. La Fissuration et le mode de rupture	52
4.3.2. Flèche	53
4.3.3. Déformations	54
4.4. Essai de Soulèvement de systèmes d'Ancrages	56
4.5. Essai de retenue latérale de systèmes de fixation de rail.	57
4.6. Essai d'arrachement de l'insertion de système d'ancrage et de torsion.....	58
Chapitre 5 ANALYSE COMPARATIVE.....	61
5.1. Effets de la fatigue	61
5.1.1. Influence de la fatigue sur la performance en statique.	61
5.1.2. Estimation de la vie en fatigue	63
5.2. Effets de la précontrainte	64
5.2.1. Fissuration et Mode de rupture.....	64
5.2.2. Charge à l'ultime des dormants précontraints et non précontraints.....	66
Chapitre 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	67
6.1. Conclusions.....	67
6.2. Recommandations pour les travaux futurs.....	69

LISTE FIGURES

Figure 2-1: Procédé de fabrication de produits de PRF par la pultrusion	8
Figure 2-2: Courbe contrainte déformation pour le PRF, matrice et les fibres	8
Figure 2-3: Évolution des contraintes dans un béton soumis à la fatigue	16
Figure 2-4: Vie en fatigue des PRF unidirectionnels	17
Figure 2-5: Distribution des charges à l'assise du rail	20
Figure 2-6 : Moment non majoré au centre de l'assise de rail et Facteurs de vitesse et de tonnage	21
Figure 3-1 : Les barres V-ROD de PRFV	27
Figure 3-2 : Système de préhension	28
Figure 3-3 : Jauges de déformations et leurs positions au béton et sur l'armature.....	29
Figure 3-4 : Géométrie de dormants et Configuration des barres	30
Figure 3-5 : Vue en perspective du bâti de précontrainte illustrant deux spécimens	31
Figure 3-6: Sections d'aciers utilisées dans la fabrication du bâti	32
Figure 3-7: Vue d'un bâti de précontrainte après assemblage	32
Figure 3-8: Vue des barres avant et après la mise dans le bâti.....	33
Figure 3-9: Mise en précontrainte	34
Figure 3-10: Vue du système de mise en tension des barres PRFV à l'aide de tubes en acier	34
Figure 3-11: Coulage du béton.....	35
Figure 3-12: Sciage des extrémités des barres de et dormant prêt pour l'entreposage	35
Figure 3-13: Montage conçu pour l'essai de fatigue et celui de l'AREMA.....	36
Figure 3-14 : Montage de l'essai de fatigue et spécimen en place.....	37
Figure 3-15 : Essai de longueur de développement d'ancrage.....	38
Figure 3-16 : Essai de longueur de développement d'ancrage.....	39
Figure 3-17 : montage de l'essai de la torsion de l'insertion	39
Figure 3-18 : Montage de l'essai d'arrachement	40
Figure 3-19 : Essai de soulèvement de système de fixation de rail	41
Figure 3-20 : Montage de l'essai de soulèvement de système de fixation de rail	41
Figure 3-21 : Essai de soulèvement de système de fixation de rail.....	42
Figure 3-22 : Montage de l'essai de retenue latérale de système de fixation de rail	43
Figure 3-23 : Montage de l'essai de retenue latérale de système de fixation de rail.....	43
Figure 4-1 : Propagation de fissures lors de l'essai de fatigue.....	46
Figure 4-2 : Courbe typique force-temps pour le dormant en fatigue.....	47
Figure 4-3 : Dormants en fatigue en PRFV et en acier après fatigue.....	47
Figure 4-4 : Mode de fissuration à l'ultime.....	49
Figure 4-5 : Charge-épaisseur de fissure.....	49
Figure 4-6 : Charge-épaisseur de fissure.....	50
Figure 4-7 : Charge Vs Déformation du béton.....	51
Figure 4-8 : Charge Vs Déformation PRFV.....	52
Figure 4-9 : Essai de développement de liaisonnement, ancrage des barres et la charge ultime	53
Figure 4-10 : Charge-flèche	54
Figure 4-11 : Charge-déformation des armatures en zone en traction	54
Figure 4-12 : Charge-déformation des armatures en zone en compression	55
Figure 4-13 : Charge-déformation du béton.....	56
Figure 4-14 : Essai de soulèvement de systèmes d'ancrages.....	56
Figure 4-15 : Essai de soulèvement de systèmes d'ancrages	57
Figure 4-16 : Déplacement du rail.....	58
Figure 4-17 : Essai de contrainte latérale sur les systèmes d'ancrages	58

Figure 4-18 : Courbe de force déplacement de l'insertion.....	59
Figure 4-19 : Essai d'arrachement du système de fixation du rail	59
Figure 4-20 : Essai de torsion avant et après l'application du couple	60
Figure 5-1 : Capacité ultime, résiduelle et limite de l'AREMA.....	62
Figure 5-2 : Propagation de fissures Vs Nombre de cycles	63

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 2-1: Caractéristiques de résines polymères	6
Tableau 2-2: Propriétés mécaniques et physiques des fibres	7
Tableau 2-3: Propriétés en traction de matériaux PRF	9
Tableau 2-4 : Contraintes admissibles dans les câbles de	14
Tableau 2-5 : Calcul des moments fléchissant	22
Tableau 3-1 : Matrice des essais	26
Tableau 3-2 : Les propriétés des barres de PRFV	27
Tableau 3-3 : Propriétés de jauges de déformations utilisées pour le béton.	29
Tableau 4-1 : Charges de préfissuration pour les dormants testés	46
Tableau 4-2: Résultats des essais statiques	48
Tableau 5-1 : Comparaison de la fissuration.....	65
Tableau 5-2 : Comparaison des charges à l'ultime	66

Chapitre 1 INTRODUCTION

1.1. Contexte

L'utilisation des matériaux composites de polymères renforcés de fibre (PRF) date de quelques décennies. Les matériaux composites de PRF sont utilisés dans beaucoup de domaines dont l'aéronautique, l'aérospatial, le domaine militaire, l'industrie automobile et le génie civil. Pour les applications en génie civil il s'agit de renforcement interne (barre d'armature de PRF) ou externe de structures en béton armé (tissu ou lamelles de PRF). À part les performances mécaniques qui sont élevées, l'usage le plus bénéfique de barres d'armature de PRF est leur résistance à la corrosion. Cependant, l'utilisation de matériaux composites de PRF dans des structures en béton armé nouvelles ou existantes nécessite le développement d'équations de conception qui tiennent compte des propriétés mécaniques des produits PRF [1] et les conditions de chargement et d'exposition. L'un de domaines où on n'a pas encore utilisé les matériaux composites de PRF au Canada et partout au monde est dans la fabrication de dormants ferroviaires en béton précontraint. Le dormant est l'un d'éléments qui compose la superstructure d'une voie ferroviaire. Le dormant ferroviaire joue le rôle de distribution de charges des rails au ballast. Différents matériaux ont été toujours utilisés dans la fabrication des dormants, dont le bois, l'acier et le béton armé. Ces matériaux sont tous cependant vulnérables aux dégradations mécaniques/structurales, biologiques et chimiques [2]. La rareté du bois dur et sa faible résistance aux dégradations dues aux attaques biologiques ont conduit à l'introduction des dormants en béton précontraint. Les dormants en béton précontraint d'acier, qui offrent plus de durabilité que le bois et l'acier, souffrent aussi de désavantages au niveau de la durabilité à cause de la corrosion de barres d'armatures d'acier et, par conséquent, n'ont pas satisfait aux exigences d'utilisation des propriétaires de chemins de fer [3]. Aussi sa conductivité électrique élevée et la fissuration par fatigue dans la zone du siège du rail en font un matériau inadapté dans la fabrication des dormants ferroviaires. Les dormants en acier sont quasiment non utilisés dans des régions nordiques surtout à cause de leur risque à la corrosion. À noter que plus de deux milliards de dormants sont installés dans les voies ferroviaires dans le monde [4].

Tous ces problèmes ont fait pousser les gens à faire de recherches sur d'autres matériaux plus durables dans la fabrication des dormants de chemin de fer entre autres l'introduction de dormants en béton renforcé de matériaux composites de PRF de verre.

1.2. Problématique

La problématique liée à l'utilisation des différents matériaux conventionnels (acier, bois) comme matériaux primaires dans la fabrication des dormants est leur dégradation avant d'atteindre leur durée de service visée. Le bois se dégrade vite, est moins rigide et possède une vie en service relativement très court. Il a été reporté que plus de 12 millions de dormants en bois sont remplacés chaque année aux États-Unis en raison de dégradation prématurée du bois à un coût d'environ 500 millions de dollars [5]. Le dormant en béton précontraint d'acier possède des performances mécaniques satisfaisantes et permet l'usage de trains à haute vitesse à cause de leur rigidité ainsi que sa masse élevée que le bois [6]. Cependant, la problématique liée à l'utilisation des dormants en béton précontraint d'acier est principalement au niveau de la durabilité à cause de la corrosion de l'armature d'acier [7]. En Amérique du Nord plus principalement, les dormants traditionnels n'ont pas respecté de façon satisfaisante les exigences de performance puisqu'ils sont soumis à des conditions environnementales plus sévères qu'ailleurs dans le monde [7]. Avec la demande en hausse de durabilité des structures en général et de voies ferroviaires en particulier pour diminuer les coûts extrêmement élevés de réparation et de remplacement, le développement des nouveaux matériaux plus durables est en besoin. C'est dans ce sens que cette recherche est faite à la recherche d'une solution durable et économique qui s'adapte à l'industrie ferroviaire et aux conditions climatiques sévères comme celles de l'Amérique du Nord.

1.3. Définition de projet de recherche

Ce projet porte sur la caractérisation du comportement structural de dormants en béton précontraint des armatures de polymères renforcés de PRFV. Ce projet fait la deuxième phase de ce projet continue, qui porte sur l'étude des dormants en béton précontraint de PRFV. Dans cette phase, les essais de fatigue, des essais statiques sur les dormants en béton précontraint avec le PRFV à l'assise du rail ainsi que les essais sur les systèmes d'ancrages sont effectués. À noter que la première portait sur la caractérisation de dormants renforcés avec différents PRF. Une comparaison est faite au chapitre 5 de ce document

1.4. Objectifs de la Recherche.

L'objectif principal de cette recherche est de valider, suivant le manuel de l'AREMA [8], l'usage d'armature en polymère renforcé de fibre de verre (PRFV) comme un matériau structural et durable dans la fabrication de dormants en béton précontraint.

Cette recherche a comme objectifs spécifiques suivants :

- Évaluer le comportement structural en fatigue et statique de dormants en béton précontraint de barres d'armature en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV).
- Étudier le comportement de systèmes d'ancrages de barres d'armature en PRFV de dormants en béton face aux essais recommandés par le manuel de l'AREMA.
- Étudier l'influence de la précontrainte sur la performance en service des dormants en béton précontraint de PRFV
- Évaluer l'influence de la fatigue sur la performance en statique de dormants en béton précontraint de PRFV

1.5. Plan du document

Ce document est divisé en 6 chapitres. Une brève description du contenu de chaque chapitre est présentée ici en bas :

Chapitre 1 : Introduction

Ce chapitre présente une mise en contexte sur les dormants en général, la problématique ainsi qu'une définition de ce projet de recherche. Les objectifs généraux et spécifiques de ce projet sont aussi présentés.

Chapitre 2 : L'état de l'art

Dans ce chapitre, un aperçu sur les PRFV est présenté. La fatigue ainsi que la précontrainte de PRF sont présentées avec les facteurs affectant celles-ci. À la fin, les dormants sont discutés selon le manuel de l'AREMA et en général.

Chapitre 3 : Programme expérimental

Ce chapitre décrit les détails sur les essais effectués, les matériaux utilisés, la fabrication des montages ainsi les détails sur les spécimens testés sont présentés.

Chapitre 4 : Résultats et discussions

Dans ce chapitre, les résultats des essais effectués sont présentés et discutés. Les résultats sont présentés en fonction des paramètres mesurés pour chaque essai.

Chapitre 5 : Analyse comparative

Dans ce chapitre, une analyse est faite en étudiant l'influence de la précontrainte ainsi que la fatigue sur la performance en statique de dormants en béton précontraint de PRFV.

Chapitre 5 : Conclusions et Recommandations

Dans ce chapitre, des conclusions pertinentes tirées de cette étude sont présentées suivies avec des recommandations sur les points non couverts par ce projet de recherche pour les travaux futurs.

Chapitre 2 ÉTAT DE L'ART

2.1. Introduction

Le présent chapitre traite des matériaux composites en polymères renforcés de fibres (PRF) ainsi que les dormants. D'abord une brève description des composants des polymères renforcés de fibres (PRF), les méthodes de fabrication de PRF ainsi les propriétés de ces derniers sont présentées. La première section est complétée par une présentation sur la précontrainte de PRF. Ensuite, un aperçu sur la fatigue du béton, de l'acier et des PRF est présenté. Enfin, les dormants sont traités dans la dernière partie de ce chapitre. Au préalable, les propriétés des matériaux recommandées par le manuel de l'AREMA dans la production des dormants en béton précontraint sont présentées. Le dimensionnement suivant la méthode de l'AREMA est présenté après et finalement la fatigue des dormants est présentée en arborant des modèles disponibles dans la littérature.

2.2. Les Polymères Renforcés des Fibres (PRF)

2.2.1. Généralités

Les PRF constituent des matériaux composites constitués de fibres et de résine (matrice). Les fibres jouent le rôle des renforts mécaniques tandis que la matrice joue principalement les rôles de protection des fibres et la distribution des charges entre les fibres. Les fibres les plus utilisées dans le domaine de génie civil sont les fibres de Verre, de Carbone, d'aramide ainsi ceux de basalte. Les techniques de fabrication des matériaux composites des PRF varient suivant l'application, mais le plus connu dans les applications de génie civil est la technique de pultrusion. Les PRF possèdent des propriétés mécaniques et de durabilité satisfaisante dans l'application en génie civil bien qu'ils aient des limites surtout à cause de leur faible module élastique. La précontrainte des PRF bien que soit une technologie nouvelle est une solution prometteuse sur le vieillissement des infrastructures en génie dû à la corrosion des armatures d'acier. La présente section discute en fond les aspects exposés brièvement en haut.

2.2.2. Matrice

La matrice est le produit d'imprégnation utilisé dans la fabrication des matériaux composites de PRF. Les matrices utilisées sont des polymères (résines) c'est-à-dire une grande molécule constituée d'unités fondamentales appelées monomères reliées par des liaisons covalentes [7].

Les polymères sont classés en deux catégories à savoir les thermoplastiques et les thermodurcissables. Pour les applications de génie civil, on utilise surtout les thermodurcissables surtout à cause de leurs propriétés mécaniques supérieures aux thermoplastiques. La sélection de la résine est basée principalement sur leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques ainsi que thermiques. Les résines jouent les rôles suivants de : 1) lier et maintenir les fibres dans la direction, 2) distribuer des charges entre les fibres, 3) protéger les fibres contre les environnements agressifs [9]. Le Tableau 2-1 suivant résume les propriétés des résines les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites de PRF en génie civil.

Tableau 2-1: Caractéristiques de résines polymères [9].

Performances	Époxydiques	Polyuréthanes	Polyesters
Temps de polymérisation complète (h)	4 à 6	4 à 6	3
Résistance à la compression (MPa)	70 à 90	5 à 50	25 à 80
Résistance à la traction (MPa)	45 à 70	10 à 30	35 à 80
Module de Young (MPa)	3 500 à 10 000	15 à 700	2000 à 500

2.2.3. Fibres

Les fibres sont des renforts dans les matériaux composites de PRF, car ils supportent toutes les charges mécaniques et assurent la résistance et la rigidité du matériau PRF. Les fibres couramment utilisées sont les fibres de verre, carbone, d'aramide et de basalte. Le Tableau 2-2 suivant résume les propriétés de quelques fibres couramment utilisées dans le domaine de génie civil.

Tableau 2-2: Propriétés mécaniques et physiques des fibres [9].

Type de fibre	Densité g/cm ³	Résistance en traction MPa	Module de Young GPa	Allongemen t rupture %	Coefficient de poisson
Verre E	2500	3450	72.4	2.4	0.22
Verre S	2500	4580	88.5	3.3	0.22
Carbone (haut module)	1650	2500-4000	50-500	0.5	0.20
Carbone (haute résistance)	1750	3500	240	1.1	0.20
Aramide	1430	3800-4200	130	3.5	0.35
Basalte	2800	4840	89	3.1	0.30

Le choix des fibres dépend de ses propriétés mécaniques dont la densité, la résistance à la traction, le module d'élasticité, la résistance aux impacts et à la fatigue, la résistance aux conditions environnementales, et le coût.

2.2.4. Fabrication de barres de PRF

Les matériaux composites diffèrent selon l'utilisation et leur mode de fabrication. En génie civil, les matériaux composites sont principalement utilisés pour deux types d'application à savoir le renforcement interne comme barres d'armatures ou de précontrainte et externe pour la réhabilitation d'éléments structuraux. La fabrication procède selon le type d'application. Dans le cadre de cette recherche, on va mettre l'accent sur le mode de fabrication des barres de PRF. Les barres d'armatures de PRF acceptées par les normes au Canada (CSA S6, CSA S806, CSA S807) sont celles fabriquées par la technique de pultrusion. La pultrusion est une technologie de mise en œuvre de barres, des tubes et profilés composites. Lors de ce procédé, des renforts (mats ou tissus en bandes) conditionnés en bobine sont successivement imprégnés de résine et mis à la forme souhaitée par passage au travers de filières réglées en températures [10]. Les différentes étapes de la pultrusion sont montrées dans la Figure 2-1 ci-dessous.

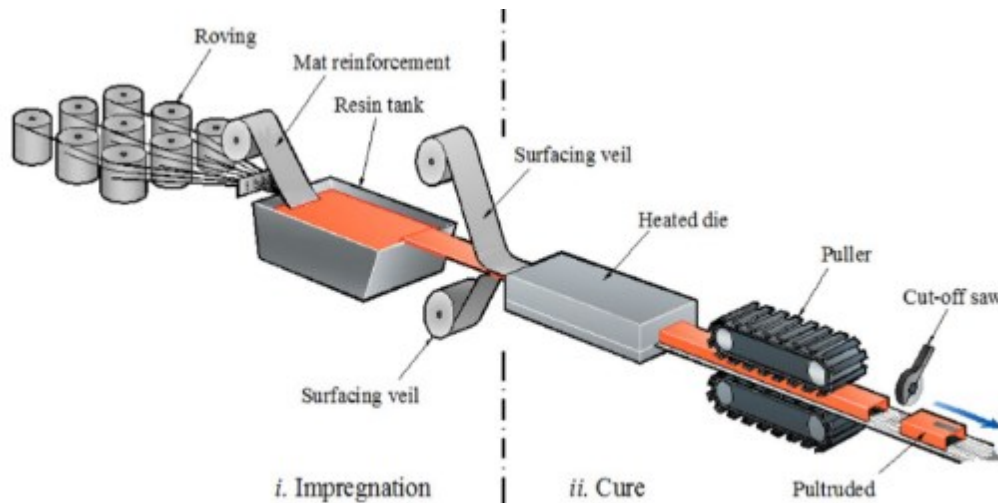


Figure 2-1: Procédé de fabrication de produits de PRF par la pultrusion [11]

2.2.5. Les propriétés des PRF.

Les PRF étant des matériaux composites, leurs propriétés dépendent de celles de leurs composantes. Les fibres, qui sont les renforts, sont plus résistantes. La courbe de contrainte et de déformation pour les fibres, la résine et le PRF est montrée sur la Figure 2-2 ci-dessous.

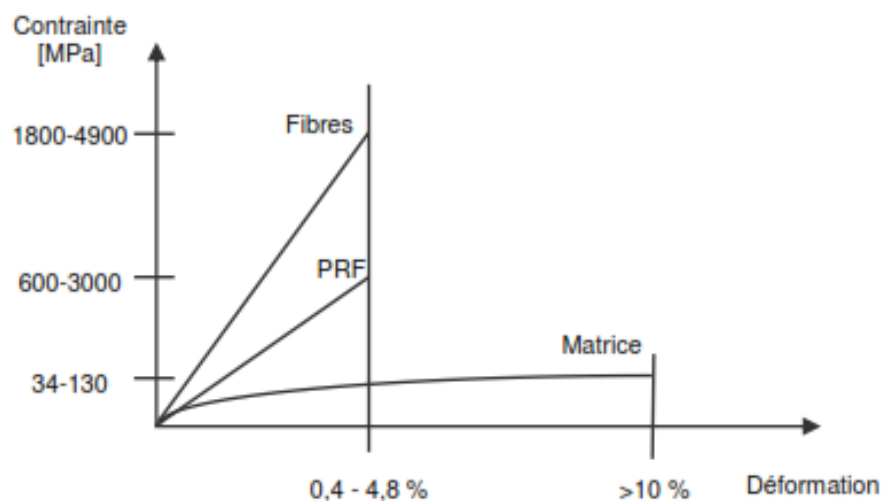


Figure 2-2: Courbe contrainte déformation pour le PRF, matrice et les fibres [12]

Lorsqu'il est chargé en tension directe, le matériau PRF unidirectionnel ne présente aucun comportement plastique avant rupture. Le comportement à la traction des matériaux PRF consistant en un type de

matériau fibreux se caractérise par une relation contrainte déformation élastique et linéaire jusqu'à la rupture [13]. Le Tableau 2-3 ci-dessous résume quelques propriétés mécaniques des PRF couramment utilisées en génie civil.

Tableau 2-3: Propriétés en traction de matériaux PRF [13]

Matériau de renfort	Limite d'élasticité (MPa)	Résistance en traction (MPa)	Module de Young (MPa)	Déformation à la rupture %	Densité
Acier	276-571	—	200	—	7.9
PRFV	—	480-1600	35-51	1.2-3.1	1.2-2.1
PRFB	—	480-1600	45-59	1.6-3.0	—
PRFA	—	1720-2540	41-125	1.9-4.4	1.2-1.5
PRFC	—	1720-3690	120-580	0.5-1.9	1.5-1.6

2.2.6. La Précontrainte des PRF

L'application de la précontrainte de PRF constitue une technologie nouvelle et émergente [14]. Les PRF possèdent une grande potentielle d'utilisation surtout dans les infrastructures soumises aux conditions environnementales défavorables comme les tabliers de ponts et les stationnements. Les PRF offrent beaucoup d'avantages à regard de l'acier comme les hautes résistances en traction, faible poids, non corrosif, non conducteur et non magnétique [15] et possèdent de bonnes performances en fatigue [16]. La précontrainte a été étudiée par beaucoup des chercheurs sur les PRF d'aramide, de carbone ainsi que ceux de verre [17-19]. Tous ces chercheurs ont montré la potentialité d'utilisation de PRF en précontrainte des éléments en béton. Le PRFC est en particulier idéal pour la précontrainte en raison de sa très grande résistance et très faible relaxation et a été utilisé avec succès dans les tabliers de pont ainsi que dans les stationnements multi étagés [20].

La précontrainte de PRF est une application difficile surtout à cause de leur inefficacité lors de chargement dans la direction autre que celle des fibres et ainsi demande un système efficace de préhension. Lors de la précontrainte, il se crée des contraintes latérales à la jonction de la barre et le système de préhension et

à cause de la faible résistance latérale de PRF, ça faisait que la rupture de pas mal des spécimens testés dans le passé se traduisant par une rupture prématurée au niveau de l'ancrage [20]. Ceci complique le processus de précontrainte de PRF par le fait qu'il faut d'abord vérifier l'efficacité de système de préhension pour éviter la rupture prématurée au niveau de la prise de barre.

Les normes et les guides canadien et américain de dimensionnement de la précontrainte des PRF limitent les contraintes admissibles lors de la mise en tension, du transfert ou en service à des valeurs relativement faibles. Ces normes et guides tiennent en compte les propriétés des barres et torons en PRF, y compris leur faible rigidité, leur comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture et, dans le cas du PRFV, le risque de rupture par fluage [20].

Dimensionnement de la précontrainte de PRF

Burke et Dolan [21] proposent une méthode de dimensionnement de la résistance de tendons de précontrainte qui est basée sur le taux d'armature balancé ρ_b . La méthode de calcul ainsi que les énoncés dans les paragraphes suivants sont tirés de [21]. Le taux d'armature balancé est le taux d'armature où il y a une rupture simultanée de tendons de PRF en tension et celle du béton en compression (par écrasement). Le taux d'armature inférieur à ρ_b montre que la rupture est contrôlée par le tendon de PRF et celui supérieur à ρ_b la rupture est contrôlée par l'écrasement du béton en compression. L'équation proposée par [21] pour le calcul de ρ_b est montré ci-dessous :

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_{fu}} \times \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu} - \varepsilon_{pi}} \quad \text{Équation 1}$$

Où,

β_1 : Rapport de la profondeur du bloc de contrainte de compression rectangulaire équivalente à la profondeur de l'axe neutre

f'_c : Résistance spécifiée en compression du béton, MPa

f_{fu} : Résistance ultime en traction de PRF, MPa

ε_{fu} : Déformation ultime dans le PRF

ϵ_{cu} : Déformation ultime dans le béton en compression.

ϵ_{pi} : Déformation initiale dans le PRF de précontrainte.

Les pertes de précontrainte dans les tendons de PRF selon la norme ACI 440.4R-04 sont les combinaisons de facteurs suivants :

- Sièges de systèmes d'ancrages au transfert de précontrainte
- Fluage dû au retrait du béton
- Raccourcissement élastique du béton
- La relaxation de tendons de PRF

β_1 , f'_c , ϵ_{cu} , f_{fu} et ϵ_{pi} sont les propriétés du béton et des tendons de PRF tandis que la valeur de ϵ_{pi} est choisie par l'ingénieur en se basant sur le niveau de précontrainte et le type de tendons utilisés.

Selon le taux d'armature, on distingue les sections dites très sous armées, les sections sous armées et les sections sur armées. On dit qu'une section est très sous armée lorsque le taux d'armature dans la section est inférieur à la moitié du taux d'armature balancée ($\rho \leq 0.5 \times \rho_b$). Les sections très sous armées présentent un comportement nominal linéaire de la contrainte-déformation jusqu'à la rupture de tendons de PRF. Le moment nominal de la section, M_n , dans ce cas est basé sur la résistance de tendons de PRF et le bras de levier interne pour une section élastique. Ainsi,

$$T_n = A_p \times f_{fu} = \rho \times b \times d \times f_{fu} \quad \text{Équation 2}$$

Avec,

A_p : L'aire de la section de tendons de PRF

f_{fu} : Résistance ultime en traction de PRF

ρ : Le taux d'armature = $\frac{A_p}{b \times d}$

b : Épaisseur de la section en compression

d : Profondeur effective de la section

La capacité nominale de la section est obtenue en calculant le moment de cette force par rapport à l'axe neutre du bloc de compression. Ainsi,

$$M_n = \rho \times b \times d^2 \times f_{fu} \times \left(1 - \frac{k}{3}\right) \quad \text{Équation 3}$$

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \quad \text{Équation 4}$$

Les sections sous armées possèdent un taux d'armature entre $0.5\rho_b$ et ρ_b . Ces sections subissent de comportement non linéaire du béton avant la rupture de tendons de PRF. Le moment nominal de la section en utilisant le bloc de contrainte de compression rectangulaire et l'axe neutre du bloc de compression équivalent est donné par :

$$M_n = \rho \times b \times d \times f_{fu} \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Équation 5}$$

Où,

M_n Est la capacité nominale de la section.

a Est la profondeur du bloc rectangulaire déterminé par équilibre de force.

$$a = \frac{\rho \times b \times d \times f_{fu}}{0.85f'_c} \quad \text{Équation 6}$$

Pour les sections sur armées, le taux d'armature ρ est supérieur au taux d'armature balancé ($\rho > \rho_b$). Dans ce cas, le comportement à la rupture est contrôlé par la rupture du béton par écrasement. Dans les sections sur armées, le moment nominal M_n est calculé par les équations d'équilibre et les équations de compatibilité de déformations. La profondeur de l'axe neutre de la section à la fibre extrême comprimée est donnée par l'équation :

$$c = k_u \times d \quad \text{Équation 7}$$

Où le coefficient k_u est donné par la formule

$$k_u = \sqrt{\rho\lambda + \left[\frac{\rho\lambda}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pi}}{\varepsilon_{cu}}\right)\right]^2} - \frac{\rho\lambda}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pi}}{\varepsilon_{cu}}\right) \quad \text{Équation 8}$$

Avec λ une constante de matériau défini par cette équation :

$$\lambda = \frac{E_f \times \varepsilon_{cu}}{0.85 \times f'_c \times \beta_1} \quad \text{Équation 9}$$

La profondeur à l'axe neutre a est donné devient

$$a = \beta_1 \times c = \beta_1 \times k_u \times d \quad \text{Équation 10}$$

Le moment nominal de la section pour une section sur armée est donné par :

$$M_n = 0.85 \times f'_c \times b \times \beta_1 \times k_u \times d^2 \left(1 - \frac{\beta_1 \times k_u}{2}\right) \quad \text{Équation 11}$$

Même si les deux types de ruptures sont envisagés pour le design de PRF, il est souhaitable que les éléments de PRF soient surarmés à cause de la nature fragile de PRF.

Deux facteurs influencent le niveau de précontrainte initiale à savoir la rupture au fluage et la capacité de réserve de déformation. Les PRF possèdent une résistance faible au fluage. Par exemple la durée de vie de PRFA chargé à 90% de leur capacité ultime est de deux heures. C'est pour cela que pour une durée de vie prolongée, la précontrainte maximale ne doit pas dépasser 50 à 60 % et 40 à 60 de la capacité maximale de PRFC et de PRFA successivement. La rupture au fluage affecte aussi les pratiques de la précontrainte. La précontrainte de PRF peut être augmentée pour prendre en compte de pertes dues au système d'ancrage. Le PRF étant un matériau composite de fibres et de la résine, une partie de pertes est due à la relaxation de la matrice qui contribue peu à la résistance de PRF.

L'approche de dimensionnement de la précontrainte proposé par [21] peut-être résumé comme suit :

1. Sélection de dimensions avec de la section avec de propriétés nominales de moment.

2. Calculer le taux d'armature en utilisant l'équation 2 et une estimation initiale de profondeur pour le bloc de compression.
3. Calculer l'aire de la section et la disposition.
4. Facteur de réduction de résistance est choisi.
5. Calculer le taux d'armature balancé et calculer la capacité nominale de la section.
6. Le produit de la capacité nominale et le facteur de réduction de résistance doit être supérieur au moment fléchissant ultime. Si ce n'est pas le cas, on doit itérer de nouveau.

La Précontrainte de PRF selon les normes de calcul

Le chapitre 16 du code canadien sur le pont routier **CSA S6-14** [22] donne des prévisions sur l'usage de PRFV, PRFA et PRFC dans la précontrainte. Le code permet l'usage de PRFC, PRFA et PRFV, comme armature de précontrainte par prétension et posttension. Le code limite le coefficient de tenue de câbles de précontraintes de PRFV fabriqués par la technique de pultrusion à 0.55 pour des éléments en béton. Les contraintes maximales permises dans les câbles de précontrainte en PRF à la mise en tension et au transfert dans le cas de poutres et de dalles en béton, pour des systèmes de précontrainte par prétension et par posttension sont montrées dans le Tableau 2-4.

Tableau 2-4 : Contraintes admissibles dans les câbles de
Précontrainte [22]

Types	A la mise en tension	Au transfert
PRFC	$0.70f_{fpu}$	$0.65f_{fpu}$
PRFA	$0.40f_{fpu}$	$0.35f_{fpu}$
PRFV	$0.30f_{fpu}$	$0.25f_{fpu}$

La résistance en flexion pondérée, M_r , doit être d'au moins 50% supérieure au moment de fissuration, M_{cr} sauf si la résistance pondérée est d'au moins 50% supérieure au moment pondéré, M_f . Dans ce cas cette exigence peut être négligée. Dans le cas de poutres en béton pourvues de câbles de précontraintes de PRFV, le code exige de considérer une armature supplémentaire pouvant supporter les charges permanentes non pondérées de sorte que la rupture d'une partie de l'ouvrage n'entraîne pas l'effondrement progressif de l'ouvrage. La contrainte maximale dans les barres ou les treillis en PRF sous

charges à l'état limite d'utilisation ne doit pas dépasser 25% de la résistance ultime de l'armature ou du tendon en PRFV.

Il est à noter que la méthode de dimensionnement de la norme ACI 440.4R-04 sur la précontrainte des PRF, est basée sur celle montrée en haut dans [21]. La norme ACI 440.4R-04 accepte les PRFC ainsi que les PRFA. Selon cette norme, la résistance d'une section précontrainte par les PRFV est calculée de la même façon que celle de l'acier sauf que la contribution des armatures de cisaillement de PRF, si elles sont fournies, est réduite à cause de la réduction des résistances de PRF lorsqu'ils sont courbés.

2.3. Fatigue

La fatigue est un état limite important qui doit être considéré par les concepteurs des structures soumises à des charges cycliques [20]. Elle est un processus de changement progressif interne et permanent de la structure du matériau soumis à des contraintes répétitives [23]. Les dommages dus à la fatigue s'accumulent dans le matériau et entraînent la rupture des matériaux à des contraintes inférieures à sa résistance statique [23]. Le comportement d'une membrure en béton armé soumis à la fatigue dépend à la fois de la résistance des matériaux (béton, acier ou PRF) et de l'interface entre le béton et l'armature [20]. La durée de vie en fatigue est estimée à partir du nombre des cycles soumis à la structure pendant le temps en service à un certain niveau de contrainte. Le niveau de contrainte soumise à l'élément reste le paramètre principal qui contrôle le comportement en fatigue des éléments en béton. Cependant, d'autres comme les propriétés du béton et d'armatures, le taux d'armature, l'armature de cisaillement, charge maximale et minimale de la charge cyclique, fréquence de chargement ainsi que les facteurs environnementaux comme la température et l'humidité influencent aussi la durée de vie ainsi que la résistance en fatigue [20]. La résistance en cisaillement d'un élément en béton est plus affectée que celle en flexion [23].

2.3.1. Béton ordinaire

Le béton est sensible à la rupture par fatigue, d'autant plus que les charges cycliques des éléments de flexion provoquent une pénétration plus profonde des fissures, déplaçant ainsi l'axe neutre vers le haut et réduisant l'aire du béton en compression [20]. La relation contrainte et déformation du béton soumis à une charge cyclique suit une relation linéaire jusqu'à la rupture. Cette relation est caractérisée d'abord par une augmentation rapide de déformation jusqu'à 10% de la limite en fatigue, ensuite par une

augmentation uniforme de 10% à 80% et enfin par une augmentation rapide jusqu'à la rupture [23]. Cette tendance montrée dans le graphique ici-bas a été rapportée par El-Ragaby [23].

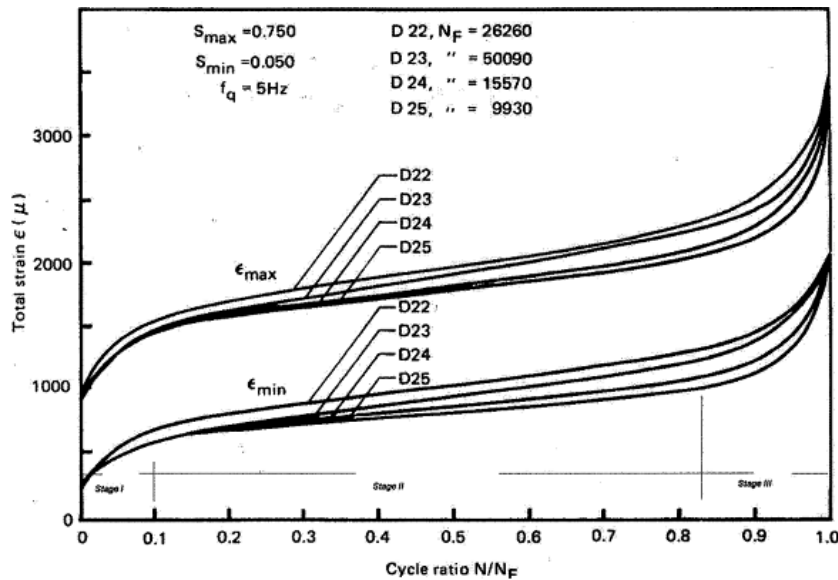


Figure 2-3: Évolution des contraintes dans un béton soumis à la fatigue [23].

La résistance en fatigue du béton est indépendante du type de chargement et est la même en compression, tension, tension-compression ou en flexion. La résistance en fatigue du béton est une fonction linéaire de sa résistance en statique [24]. La résistance en fatigue pour 10 millions de cycles est approximativement autour de 55% de sa résistance en statique [20,23,25]. Cependant, ACI 215R-74 [25] recommande une amplitude de contraintes dans le béton en compression inférieure à 40% de sa résistance statique ultime en compression lorsque la contrainte minimale est nulle; cette amplitude est réduite linéairement à zéro lorsque la contrainte de compression minimale est augmentée à 75% de la résistance à la compression statique ultime [20]. La fatigue du béton est affectée par l'humidité et les méthodes de mûrissement. Il a été reporté que le béton sec était 20% moins résistant en fatigue qu'un béton saturé [23].

2.3.2. PRFV

La fatigue de PRF, comme tout autre matériau hétérogène, dépend de composants dont la résine (matrice), les fibres ainsi que l'interface. Contrairement aux métaux où la fatigue est le résultat de l'initiation d'un défaut (fissure), sa propagation et ensuite la rupture du métal, la fatigue de PRF suit différents et peut combiner différents modes de rupture. La rupture en fatigue de PRF peut résulter des différents modes de rupture, dont la rupture de la matrice, délamination de l'interface matrice-fibre, croissance des vides dans

les PRF et enfin la rupture du PRF [23]. Comme tout matériau non homogène, les ruptures dues à la fatigue résultent généralement de l'accumulation plutôt que de la propagation des défauts et les mécanismes de rupture peuvent être progressifs, tels que les défauts dans la matrice et à l'interface, ou non progressifs, tels que la rupture des fibres [20]. En général, beaucoup des chercheurs ont montré que les PRF ont une bonne résistance à la fatigue. La rupture de PRF en fatigue dépend du niveau de contrainte dans les PRF. Les courbes de Wöhler de PRF, comme montré à la figure en bas, montrent trois régions distinctes suivant le niveau de contrainte dans l'armature de PRF. Aux plus grandes sollicitations, la rupture est caractérisée par la rupture de fibres ainsi que la délamination de l'interface. C'est le mode de rupture non progressif caractérisée par la rupture aléatoire des fibres [20]. La deuxième région est caractérisée par une rupture progressive du PRF par la fatigue et elle représente le mode classique de rupture par fatigue. Cette zone est constituée par une fissuration progressive de la matrice et une rupture en cisaillement de l'interface. Enfin, dans la troisième étape, en dessous d'un certain niveau de contrainte, aucune propagation de fissure n'est initiée dans la matrice constituant une limite d'endurance de PRF. Les trois zones décrites en haut sont montrées dans le graphique dans la Figure 2-4 en bas.

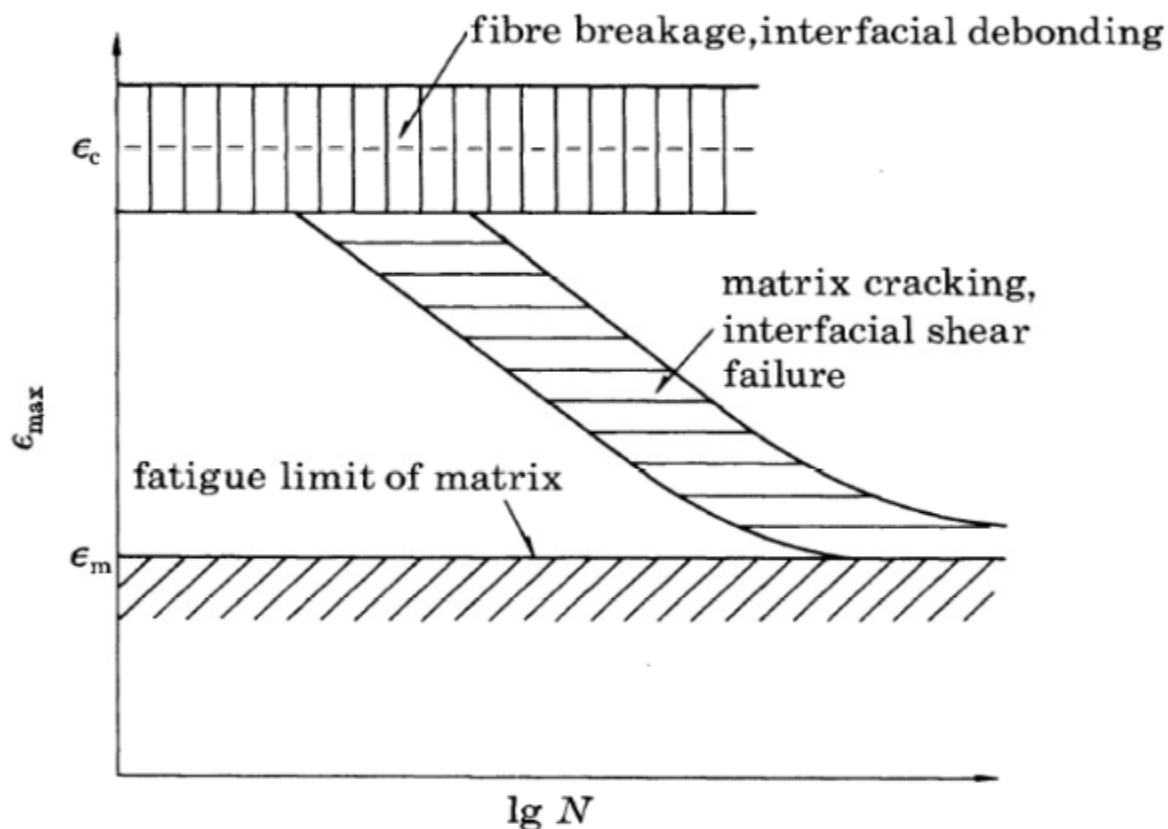


Figure 2-4: Vie en fatigue des PRF unidirectionnels [20].

À cause du faible module, les données disponibles en fatigue de PRFV tombent dans la deuxième zone contrairement aux PRFC qui aillent jusqu'à la troisième étape donc la rupture soudaine des fibres [20]. Les mécanismes de rupture en fatigue de PRF incluent beaucoup des étapes. D'abord, les défauts sont initiés comme concentrations de contraintes dues aux défauts du matériau à ce niveau. Le haut niveau d'anisotropie dans les matériaux de PRF crée des états de contraintes triaxiaux locaux dans le PRF pendant la charge uniaxiale due aux différences de rapport de Poisson et aux valeurs de module élastique entre les fibres et la matrice. À ce niveau, les fibres faibles se brisent, ce qui entraîne des concentrations de contraintes aux extrémités des fibres brisées au niveau de l'interface fibre / matrice. La fissure croit et le processus se répète jusqu'à la rupture du PRF.

En particulier, les PRFV sont plus sensibles à la fatigue que PRFC par exemple, à cause son faible module. ACI 440 [15] limite la contrainte dans les armatures de PRF soumises à la fatigue à 20% et 55% de la résistance à la traction statique ultime pour le PRF de verre et de carbone, respectivement.

2.3.3. Barre d'acier.

La fatigue d'acier est généralement bien connue. La rupture par fatigue se passe par trois principales étapes dont l'initiation des fissures aux régions de discontinuité, la propagation et à la limite une rupture soudaine de l'acier. [20,23]. Les régions de discontinuité peuvent être les nervures, les soudures, régions pliées... La rupture se produit à des contraintes inférieures aux contraintes statiques ultimes de la section lorsque l'acier a atteint un certain seuil. Le seuil de fatigue pour les barres d'aciers dépend de la géométrie, plage de contrainte appliquée et les conditions environnementales [23]. La vie en fatigue de la barre d'acier diminue avec : l'augmentation du diamètre, l'augmentation de la contrainte minimale de la charge cyclique et l'amplification de déformations (zones de discontinuité) de la barre alors qu'elle est insensible à la résistance plastique et ultime de la barre [20].

Pour les aciers de précontrainte, d'autres paramètres affectent leur performance en fatigue. La performance en fatigue des aciers de précontrainte est affectée par le type d'acier de précontrainte des barres, des tendons ou de brins, du traitement de surface, du système d'ancrage ainsi que du degré de liaisonnement [23].

2.4. Dormants de chemin ferroviaire.

2.4.1. Introduction

Les dormants de chemin de fer (traverses) sont des éléments structuraux très importants d'une structure ferroviaire. Ils jouent les rôles de transfert et de distribution des charges de rails à la fondation de la structure. Les dormants ont été traditionnellement fabriqués en bois dur. Avec la rareté du bois dur, la demande en de longues durées de service et diminution de travaux de réhabilitation, la demande en train de grande vitesse et les problèmes environnementaux liés à l'exploitation du bois ainsi qu'à sa disposition enfin de service, les dormants en béton armé précontraint d'acier sont maintenant très utilisés depuis quelques décennies. Les dormants en acier sont les moins utilisés surtout à cause de leur risque de corrosion ainsi que le prix élevé. Le chapitre 30 du manuel de l'**AREMA (American Railway and Engineering and Maintenance of way Association)** traite des dormants en général et plus spécifiquement dans la quatrième partie, il traite des dormants en béton précontraint d'acier. La suite de cette section a été tirée de l'AREMA [8] et discute sur les exigences des matériaux dans la fabrication ainsi que le dimensionnement de dormants en béton précontraint d'acier est présenté ci-dessous.

2.4.2. Matériaux

L'attention est donnée aux propriétés du béton affectant la durabilité. La composition du béton, la réactivité chimique, les méthodes de production, les propriétés de matériaux et la cure affectent la durabilité et la performance du béton. Les réactions alcali-granulats, les agents entraîneurs d'air, les adjuvants, les réactions des sulfates, la réaction alcali-silice (ASR : Alkali Silica-Reaction), et la formation différée des ettringites (DEF) influencent aussi la durabilité du béton. Le béton utilisé dans la production de dormants doit avoir au moins une résistance en compression de 48 MPa à 28 jours. Le ciment Portland utilisé doit avoir une portion en alcali ($\text{Na}_2\text{O} \times 0.6\text{K}_2\text{O}$) très petite et être moins de 0.6%. Le manuel stipule qu'au cas où l'utilisation du ciment en très petite portion des alcalis n'est pas possible, l'utilisation les ajouts cimentaires pouzzolaniques comme les cendres volantes, la fumée de silice, ou du laitier est recommandé. Les granulats gros et les fins doivent satisfaire aux normes de caractérisation de matériaux et doivent être solides, résistants et ne doivent pas contenir de particules dommageables.

2.4.3. Conception de dormants selon le manuel de l'AREMA.

La méthode de l'AREMA est basée sur le concept de contraintes admissibles des matériaux. Cette méthode repose sur les contraintes admissibles des matériaux et utilise un facteur pondération de charge pour augmenter la charge statique afin de prendre en compte les effets dynamiques. Le dimensionnement est fait à l'assise du rail ainsi qu'au mi-portée du dormant. Les charges de conception sont calculées à l'aide de la détermination de la charge à l'assise du rail. La charge supportée par un seul dormant est calculée en utilisant la charge de roue du train, un coefficient d'impact pour simuler les effets dynamiques ainsi qu'un coefficient de distribution. Le coefficient d'impact est de 200% tandis que celui de distribution dépend de l'espacement entre les dormants comme montrés à la figure en bas.

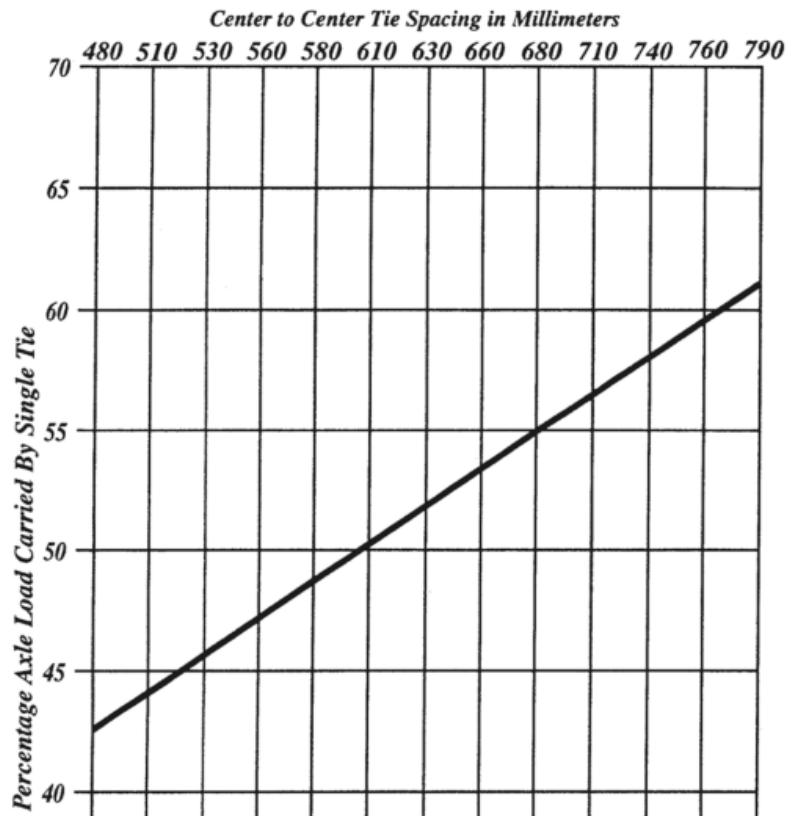


Figure 2-5: Distribution des charges à l'assise du rail [8].

La charge supportée par un seul dormant à l'assise du rail est utilisée pour le dimensionnement de tout le dormant. Le moment positif obtenu par l'analyse statique est comparé à un moment M qui est une fonction de l'espacement entre les dormants, la longueur du dormant, la vitesse du train ainsi que le tonnage par année.

Il est donné par cette formule :

$$M = B \times V \times T$$

Équation 12

Avec :

B : Moment fléchissant non majoré qui dépend de la longueur et l'espacement des dormants selon Figure 2-6

V : Un facteur de vitesse obtenu dans Figure 2-6

T : Facteur de tonnage obtenu dans Figure 2-6

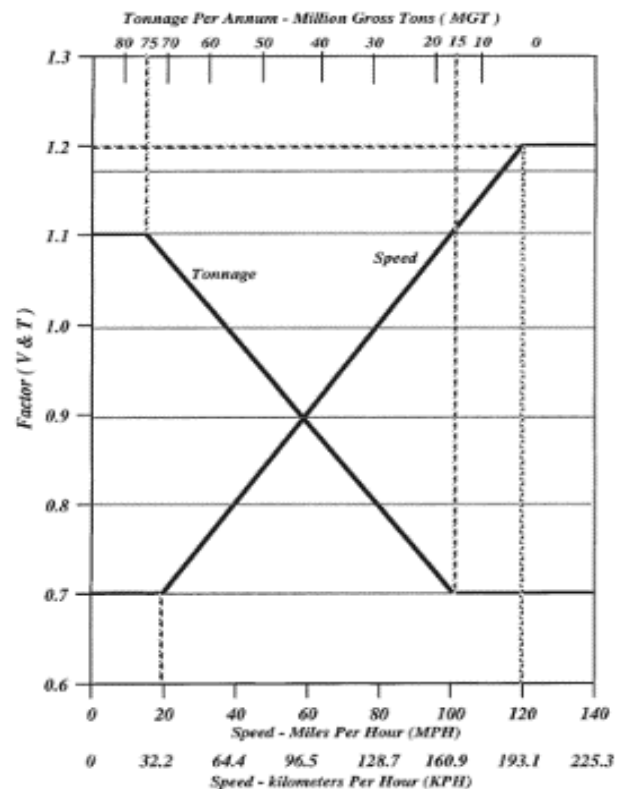
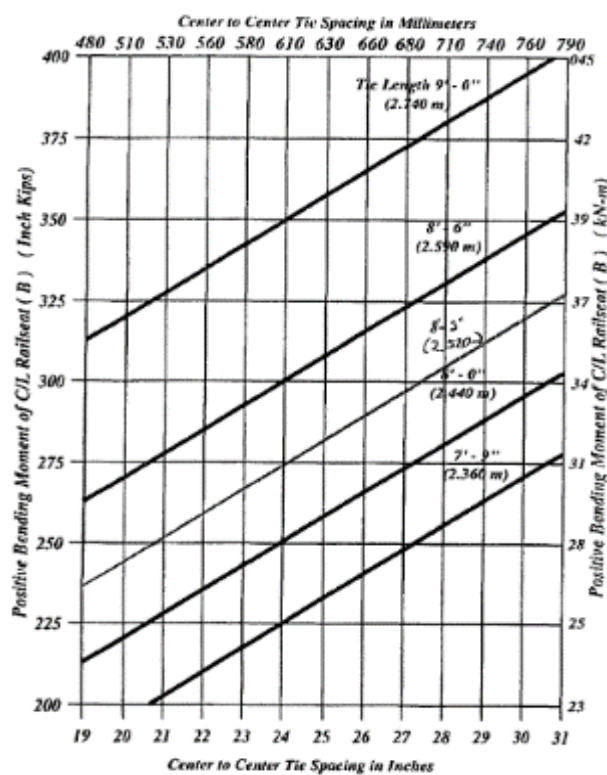


Figure 2-6 : Moment non majoré au centre de l'assise de rail et Facteurs de vitesse et de tonnage [8].

Les moments aux autres points de dormants sont obtenus en fonction du moment positif à l'assise de rail selon le tableau ci-dessous.

Tableau 2-5 : Calcul des moments fléchissant [8].

Longueur	Moment négatif à l'assise de rail	Moment négatif au centre du dormant	Moment positif au centre du dormant
2.360m	0.72M	1.13M	0.61M
2.440m	0.64M	0.92M	0.56M
2.520m	0.58M	0.77M	0.51M
2.590m	0.53M	0.67M	0.47M
2.740m	0.46M	0.57M	0.40M

Comme cette méthode de contraintes admissibles adoptée par le manuel de l'AREMA, 2013 et AS1085.14 en Amérique du Nord et en Australie respectivement, ne prend pas en compte de façon précise les effets dynamiques, tout en sous-estimant la résistance des matériaux, quelques recherches ont été faites pour développer la méthode des états limites présentement utilisée dans la quasi-totalité de normes de calcul.

2.4.4. Fatigue de dormants en béton précontraint.

La fatigue est définie comme la rupture de matériaux sous des charges répétées. La fatigue est un état limite qui doit être pris en compte lors du dimensionnement, car elle apparaît normalement à des charges inférieures à la capacité statique du matériau [26]. Ce phénomène est caractérisé par l'apparition des fissures au niveau de la surface ou à l'intérieur de la pièce. Il est imprédictible et il se développe lentement (voire des années) dans le temps sans donner un signe, autrement dit on ne constate aucune modification macroscopique au niveau de la structure [26]. Pour que les dormants se conforment aux exigences du manuel de l'AREMA, ce dernier requiert que le dormant soit testé en fatigue pour trois millions de cycles sous une charge d'amplitude maximale de $1.1P$ où P est la charge statique ultime et l'amplitude minimale est de 18kN. Cette méthode surestime les effets de fatigue, car les effets d'impact pris en compte dans le calcul de P sont rares en service. C'est ainsi qu'en service, la fatigue de dormant n'a jamais été une problématique. Néanmoins, avec la corrosion de l'acier, les fissures de fatigue peuvent initier la corrosion et dont doivent être évités en service pour les dormants en béton précontraint d'acier. Ceci pourrait expliquer les restrictions sévères imposées à la fatigue de dormants par les normes, dont l'AREMA, surtout à cause de l'environnement dans lequel les dormants sont soumis. Quelques travaux ont été effectués pour évaluer de façon précise les forces dynamiques soumises aux dormants dans le cadre de

développement des états limites de fatigue. Les paragraphes suivants discutent de quelques méthodes et modèles proposés dans la littérature pour l'évaluation de la fatigue de dormants.

Méthode de Hajime WAKUI ET Hiroyuki OKUDA [27].

WAKUI et OKUDA, ont étudié le comportement de dormants aux états limites. Ils ont étudié le comportement à l'état limite de fatigue des dormants en appliquant une force statique d'impact. La procédure proposée par les auteurs est la suivante :

1. Construire une courbe de distribution de fréquence cumulative de la charge des roues.
2. Calculer les moments de flexion du dormant par les équations proposées en fonction des données d'essai et de l'expérience en ingénierie pour obtenir la courbe de fréquence cumulative des charges.
3. Évaluer la résistance à la fatigue qu'un dormant de béton précontraint impose, en ayant recours à la courbe de distribution de fréquence cumulée de la contrainte en acier précontraint, à la résistance à la fatigue de l'acier précontraint et à l'hypothèse de Miner.

Ils ont conclu que la résistance à la charge d'impact contrôle le design plutôt que la charge dynamique à l'interface du rail et le dormant.

Méthode de You, Dan, Chayut, Rims et Sakdirat [28].

Ces chercheurs ont rassemblé les résultats de la littérature et ont donné une méthode d'évaluation de fatigue de dormants soumis à des charges d'impacts et contrôlées par la plastification des aciers de précontrainte avant l'écrasement du béton. Leur méthode est basée sur les courbes de la norme FIB (Fédération internationale du béton – International Federation for Structural Concrete) (**fib Model Code 2010**). Cette méthode comprend les étapes suivantes :

1. Calcul du moment de fissuration du dormant
2. Déterminer les propriétés de la section fissurée
3. Calculer le moment fléchissant maximal
4. Évaluer la plage de contrainte dans les barres les plus tendues en utilisant le moment maximal et minimal due à la charge de fatigue
5. Déterminer les nombres de cycles à la rupture en utilisant les formules suivantes et les courbes de la norme FIB 2010.

Si, $\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{N^*}$

$$\log N_f = \log N^* - k_1 [\log(\Delta\sigma) - \log(\Delta\sigma_{N^*})], \quad \text{Équation 13}$$

Et si

$\Delta\sigma \geq \Delta\sigma_{N^*}$

$$\log N_f = \log N^* + k_2 [\log(\Delta\sigma_{N^*}) - \log(\Delta\sigma)] \quad \text{Équation 14}$$

k_1 et k_2 Sont des coefficients et égaux à 5 et 9 successivement pour les tendons prétendus.

N_f et $\Delta\sigma$ sont successivement les nombres de cycles et les contraintes de l'acier à la rupture tandis que $\Delta\sigma_{N^*}$ et N^* sont les contraintes et nombres de cycles de contrôle disponible dans la norme FIB 2010.

Chapitre 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1. Introduction

Le programme expérimental ici présenté a été conçu pour étudier le comportement structural de dormants en béton précontraint de PRFV. Le programme était composé de 4 catégories d'essais. D'abord, quatre dormants précontraints ont été testés en fatigue dont deux de PRFV et deux autres d'acier utilisés comme référence. Les essais de fatigue consistaient en une application d'une force cyclique d'amplitude constante pour trois millions de cycles. Les forces maximales et minimales de chaque cycle ont été déterminées selon la méthode de l'AREMA et étaient de 185kN et 18kN respectivement. La deuxième catégorie consistait en des essais quasi statiques jusqu'à la rupture pour les dormants qui ont survécu à la fatigue. Ces essais ont été faits dans le but d'évaluer le dommage causé par la fatigue et ainsi déterminer la capacité statique résiduelle. La troisième catégorie était un essai de développement de liaisonnement, ancrage de tendons et la capacité ultime réalisé sur un dormant. La dernière catégorie comprenait 3 essais différents effectués sur les dormants et leurs systèmes d'ancrages. Ces essais étaient un essai sur le système d'insertion de système d'ancrage, un essai de soulèvement de système d'ancrage ainsi qu'un essai de retenue latérale sur le système d'ancrages. Tous les essais effectués et la procédure utilisée sont les essais requis par le manuel de l'AREMA pour que les dormants en béton précontraint d'acier soient conformes aux conditions d'utilisation. Ce chapitre détaille la matrice des essais, les propriétés des matériaux utilisées, les détails sur la procédure précontrainte et sur la fabrication ainsi que la géométrie des spécimens. La conception et la fabrication des montages utilisés sont aussi présentées dans ce chapitre.

3.2. Matrice des Essais

Les essais effectués sont composés de 4 catégories. La première catégorie comprend quatre essais de fatigue, deux (S1 & S2) sur l'assise du rail des dormants précontraints avec les tendons d'acier qui sont les spécimens de contrôle et deux autres (S3 & S4) de fatigue sur l'assise du rail des dormants précontraints avec les armatures de PRFV. La deuxième catégorie comprend les essais statiques jusqu'à la rupture appliquée sur les spécimens testés en fatigue. La troisième catégorie comprend un essai statique pour évaluer le liaisonnement et la capacité ultime du dormant. Enfin la quatrième catégorie comprend trois essais sur les systèmes d'ancrages effectués sur trois

spécimens. Le tableau en bas résume la matrice d'essai ainsi que la nomenclature utilisée lors de cette recherche.

Tableau 3-1 : Matrice des essais

Catégorie	Nomenclature	Nom de l'essai	Nombres d'essais
1&2.	S1&S2	Fatigue sur les spécimens d'acier	2
	S3&S4	Fatigue sur les spécimens de PRFV	2
3.	S5	Essai de développement de la longueur de liaisonnement et d'ancrage et charge ultime	1
4.	S6	Essai de soulèvement de système de fixation de rails	1
	S7	Essai de retenue latérale sur le système de fixation de rails	1
	S8	Essai d'arrachement et l'application de la torsion aux systèmes de fixation de	1

3.3. Matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés dans la fabrication des dormants en béton précontraint doivent satisfaire aux limites minimales données dans le manuel de l'**AREMA** ainsi que les autres normes sur le contrôle de qualité de matériaux comme l'ASTM.

3.3.1. Le béton

Le mélange de béton utilisé dans la fabrication des dormants a été effectué à l'entreprise Sym-Tech Béton Préfabriqué. Les résultats des résistances à la compression et à la traction ont été effectués sur les cylindres conformément aux normes ASTM C39/C39M-16 (2016) et ASTM C496/C496M-11 (2011) et ont donné une moyenne de 57MPa et 5.6MPa à 28 jours successivement. Il est à noter que la résistance minimale requise dans le Manuel de l'**AREMA** est de 48MPa.

3.3.2. Barres de PRFV

Les barres de PRFV utilisées (produit V-ROD) sont manufacturées par l'entreprise Pultrall inc., (Thedford Mines, Québec). Les barres sont fabriquées à base de fibres de verre de type E-Glass imprégnées dans une résine thermodurcissable de vinyle-ester. Les barres sont fabriquées par la technique de pultrusion et la surface est sablée pour assurer une bonne adhérence entre les barres d'armatures et le béton. Les propriétés mécaniques de barres PRFV sont déterminées conformément à la norme ASTM D7205 et sont montrées dans le Tableau 3-2 ci-dessous. La photo sur la Figure 2-1 montre les barres utilisées.



Figure 3-1 : Les barres V-ROD de PRFV

Tableau 3-2 : Les propriétés des barres de PRFV

D (mm)	A (mm²)	E (GPa)	Résistance en traction (MPa)	Déformation (%)
15.9	199	51.0±0.7	$f_{fu} = 1260 \pm 26$	2.47±0.05

3.4. Fabrication

3.4.1. Système de prétension

La prétension des barres d'armatures de PRFV a été faite en utilisant la méthode décrite dans le guide technique de l'ACI 440.4R-04 [15]. Les deux extrémités de la barre ont été ancrées dans des tubes d'acier à haute résistance remplis de coulis de ciment expansif. Les figures ci-dessous montrent les barres prêtes à être utilisées.



Figure 3-2 : Système de préhension

3.4.2. Instrumentation

Les dormants ont été instrumentés pour mesurer les déformations dans les barres d'armatures et dans le béton. Dans ce but, les jauges de déformation électriques de type Kyowa produites par Kyowa Electronic Instruments Co. LTD ont été placés sur différentes positions de la barre et aussi collées sur la surface du béton. Les flèches ainsi que les épaisseurs de fissures ont été enregistrées à l'aide de capteurs de déplacements de type (LVDT) installés à la partie la plus tendue pour les flèches et de part et d'autre de la fissure dès son apparition. Des systèmes d'acquisition des données ont été utilisés pour les différents essais pour enregistrer les données. La photo sur la Figure 3-3 ci-dessous montre les jauges utilisées dans l'instrumentation pour mesurer les déformations dans les barres d'armatures en différentes positions de barres d'armatures.

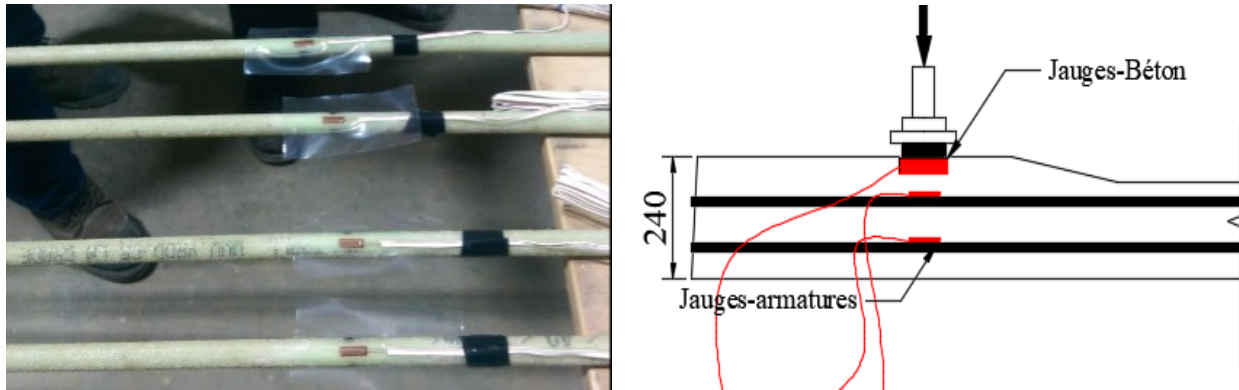


Figure 3-3 : Jauges de déformations et leurs positions au béton et sur l'armature

Le Tableau 3-3 ci-dessous résume les propriétés des jauges de déformations utilisées pour le béton et l'armature.

Tableau 3-3 : Propriétés de jauges de déformations utilisées pour le béton.

Type	Facteur de la jauge	Résistance de la jauge (240c, 50%RH)	Expansion thermique adoptable	Longueur de la jauge
Armature	$2.08 \pm 1.0\%$	$120.4 \pm 0.4\Omega$	$11.7\text{PPM}/^{\circ}\text{C}$	6mm
Béton	$2.07 \pm 1.0\%$	$119.6 \pm 0.4\Omega$	$11.7\text{PPM}/^{\circ}\text{C}$	10 mm

3.4.3. Géométrie des spécimens et configuration des barres.

Tous les dormants testés dans le cadre de ce projet avaient les mêmes dimensions. Les dormants avaient une longueur de 2.58m et la hauteur variait tout au long de la longueur. Au bord du dormant la hauteur était de 240mm et diminuer graduellement jusqu'à 190mm de hauteur pour la section centrale. Chaque dormant était précontraint par six barres No.5. Les spécimens de contrôle avaient les mêmes dimensions et la même configuration des barres sauf ainsi que le même taux d'armature.

La géométrie de barres ainsi que la configuration des barres sont montrées sur la Figure 3-4 montrée ici-bas.

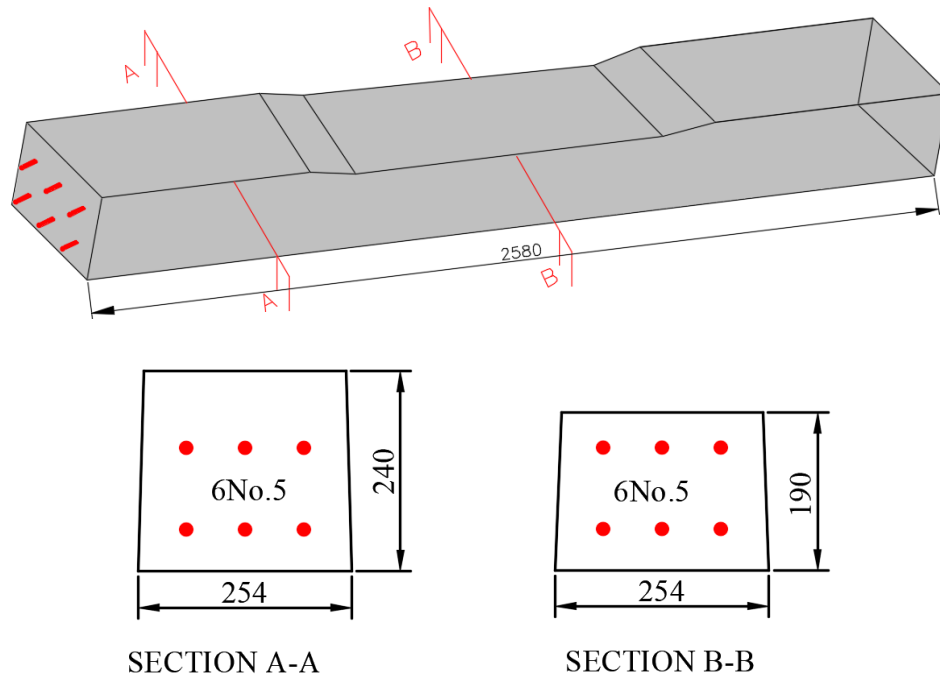


Figure 3-4 : Géométrie de dormants et Configuration des barres

3.5. Précontrainte et fabrication de dormants.

Le processus de la mise en précontrainte des barres d'armature en PRFV a été effectué à l'entreprise SYM-TECH (Sté Hyacinthe, QC). Le bâti de précontrainte utilisé a été conçu et fabriqué dans le laboratoire de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Le bâti de précontrainte conçu dans le cadre de ce projet a une capacité de produire deux dormants en parallèle.

3.5.1. Conception et fabrication du bâti de précontrainte

Le bâti de précontrainte est un montage utilisé dans la précontrainte par prétension pour produire un certain nombre d'unités d'éléments en béton précontraints similaires en même temps. Dans le cadre de ce projet, un bâti de précontrainte a été conçu et fabriqué à l'Université de Sherbrooke. Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour modéliser et étudier le comportement du bâti sous charge de tension. La photo sur la Figure 3-5 montre une vue en perspective du bâti.

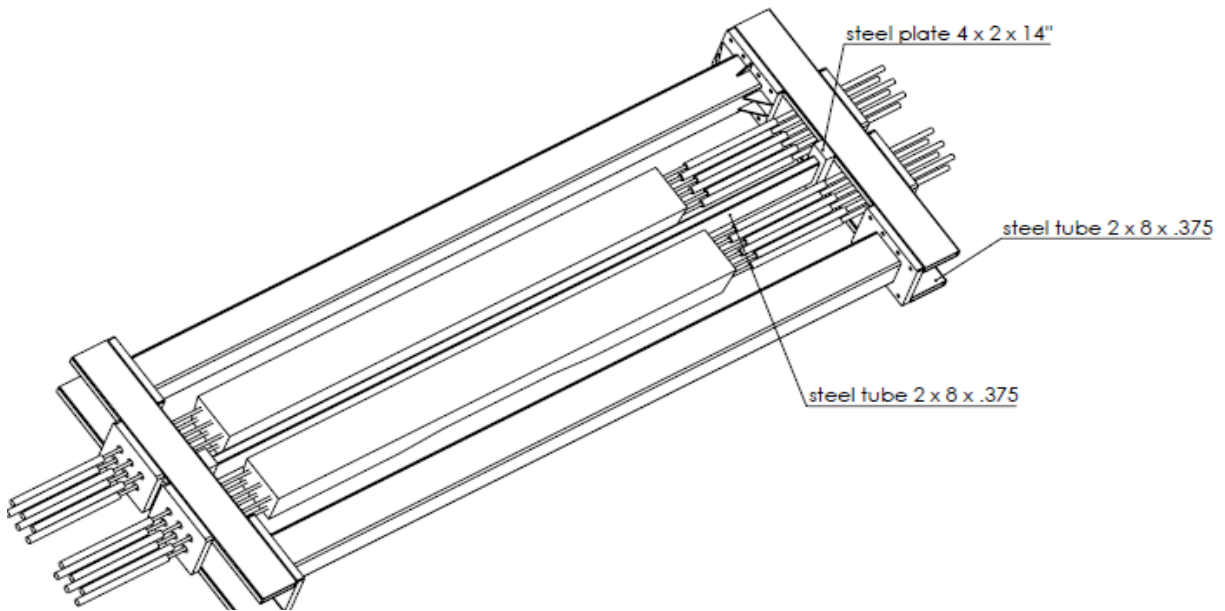


Figure 3-5 : Vue en perspective du bâti de précontrainte illustrant deux spécimens

La mise en précontrainte d'éléments en béton est une opération assez complexe nécessitant l'usage d'un bâti de membrures rigides. Dans le cadre de ce projet, le bâti de précontrainte était constitué de membrures d'acier de type HSS (tube carré) et de type C (Canaux en C). Ces membrures d'acier sont utilisées comme supports longitudinaux et latéraux du bâti de précontrainte. Des tubes d'acier ont été utilisés pour ancrer les barres de PRFV à l'aide d'un coulis de ciment expansif et ainsi pouvoir appliquer la force de précontrainte aux barres sans générer des concentrations des contraintes au niveau de l'ancrage. La Figure 3-6 montre les différentes sections utilisées dans la fabrication du bâti de précontrainte.



Figure 3-6: Sections d'aciers utilisées dans la fabrication du bâti

Ces sections ont été assemblées à l'aide de connexions soudées et boulonnées. Les extrémités des membrures HSS ont été soudées à des plaques d'acier qui sont à leur tour connectées sur les canaux latéraux à l'aide des boulons.



Figure 3-7: Vue d'un bâti de précontrainte après assemblage

Les canaux en C sont renforcés à l'aide de raidisseurs afin d'éviter le flambement de l'âme lors de l'application de la précontrainte (mise en tension). Le bâti de précontrainte après assemblage est montré à la Figure 3-7 en haut.

3.5.2. Procédé de précontrainte

La fabrication de tous les dormants en béton précontraint de PRFV qui ont été utilisés dans le présent projet de recherche a été faite dans les locaux de l'entreprise SYM-TECH à Ste-Hyacinthe (Québec). Après une préparation de la surface des barres, des jauges de déformation ont été posées sur les barres avant d'être mises dans le bâti de précontrainte. Les barres ont été mises ensuite dans le bâti de précontrainte en les faisant passer à travers les trous dans les plaques d'acier. La photo sur la Figure 3-8 montre les barres dans le bâti de précontrainte prêtes à être mises en tension.



Figure 3-8: Vue des barres avant et après la mise dans le bâti

La force de précontrainte a été appliquée aux barres d'armatures à l'aide d'un vérin hydraulique fixé aux plaques d'acier au-devant du bâti de précontrainte. La force de traction appliquée après toutes les pertes était de 50kN sur chaque barre ce qui fait 300kN pour les six barres pour chaque dormant. Lorsque la force de précontrainte voulue est atteinte, on la maintient dans les barres de PRFV par l'entremise d'écrous serrés contre les tubes d'acier à l'extrémité des barres. Les écrous à la Figure 3-9 permettaient un réglage de la force lors de la mise en tension. Le vérin hydraulique était connecté sur un système qui permettait de contrôler l'application de la force. Le vérin hydraulique était fixé au système de la mise en tension à l'aide de sections en acier en U. L'espace libre entre le vérin et les plaques a servi d'accès pour pouvoir contrôler la force de tension transmise par un serrement et un desserrement de l'écrou comme montré à la Figure 3-9.



Figure 3-9: Mise en précontrainte

La photo à la Figure 3-10 montre les barres d'armatures dans les coffrages après la mise en tension ainsi que le système d'ancrage des barres par des tubes en acier.



Figure 3-10: Vue du système de mise en tension des barres PRFV à l'aide de tubes en acier

Un béton à haute performance a été utilisé dans la fabrication de dormants. La photo sur la Figure 3-11 montre le coulage de deux premiers dormants.



Figure 3-11: Coulage du béton

Le murissement du béton a été effectué et après que le béton eut la résistance nécessaire, le transfert de la force de tension au béton a été effectué par le desserrement des écrous. Ensuite les extrémités des barres sortant du dormant sont coupées à l'aide d'une scie mécanique. La Figure 3-12 montre le dormant prêt pour l'entreposage.

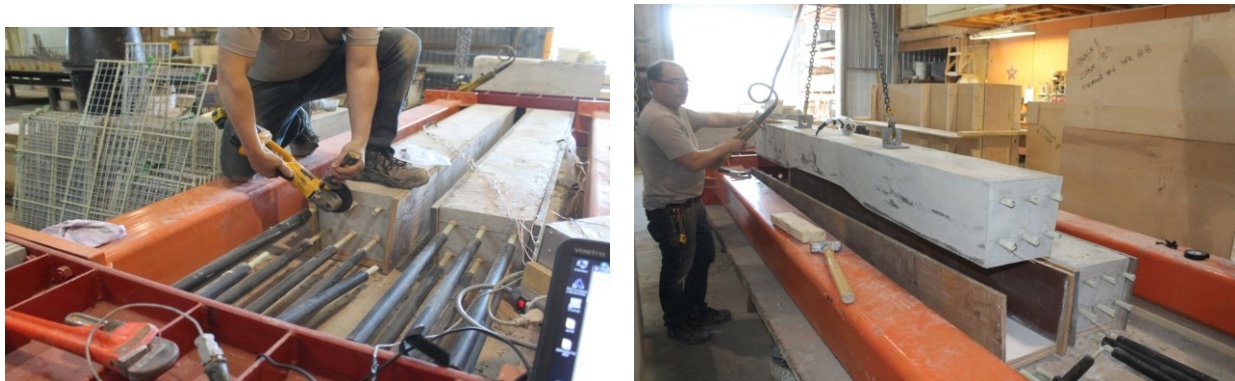


Figure 3-12: Sciage des extrémités des barres de et dormant prêt pour l'entreposage

3.6. Les Montages et Essais

Les essais effectués sont différents en termes de montage. Une simulation des montages montrés dans le manuel de l'AREMA est faite et ils ont été adaptés aux conditions possibles de laboratoire. Les montages ont été modélisés à l'aide du logiciel SolidWorks. Le montage utilisé pour l'essai de fatigue est présenté ainsi que les montages pour les autres essais.

3.6.1. Essai de fatigue sur l'assise du rail

Le montage fabriqué pour l'essai de fatigue a été conçu suivant le modèle montré dans le manuel de l'AREMA et adapté à la machine MTS qui devrait être utilisée pour l'essai. La hauteur devrait correspondre à la longueur de la presse de la machine MTS. Ainsi, une structure métallique faite de cornières et des sections en acier soudées et boulonnées ont été conçues pour supporter le dormant lors de l'essai. Des raidisseurs ont été soudés à l'âme des canaux pour éviter le flambement de ces sections lors de vibrations aux forces cycliques. La Figure 3-13 montre le montage conçu et fabriqué à l'université de Sherbrooke et celui proposé par le manuel de l'AREMA.

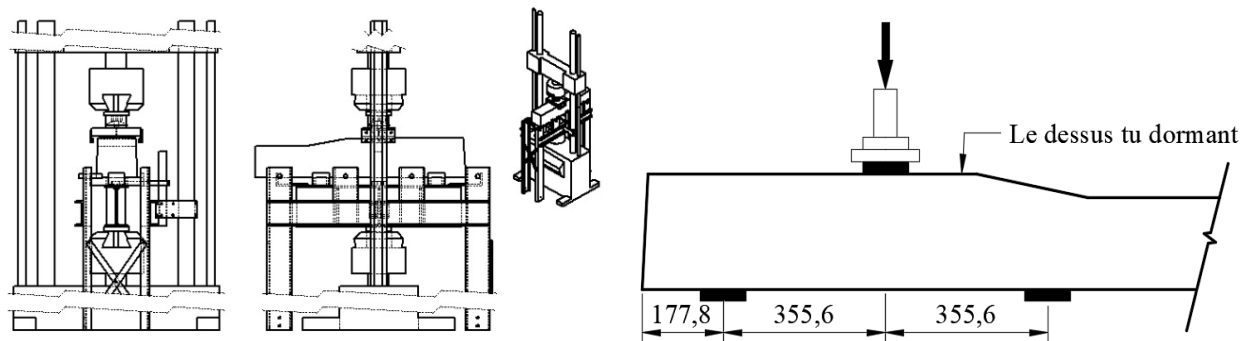


Figure 3-13: Montage conçu pour l'essai de fatigue et celui de l'AREMA

La presse utilisée pour l'essai de fatigue a une capacité de 500kN. Le montage a été conçu et fabriqué en prenant compte des charges, ainsi que le type de machine utilisée lors de l'essai. Le principe de la symétrie par rapport au point de chargement était le paramètre le plus critique lors de la fabrication. Toute sorte d'asymétrie résulterait en un mauvais comportement soit du montage lui-même, de la machine (MTS) utilisée ou du dormant. Les photos sur la Figure 3-14 montrent les photos du montage.

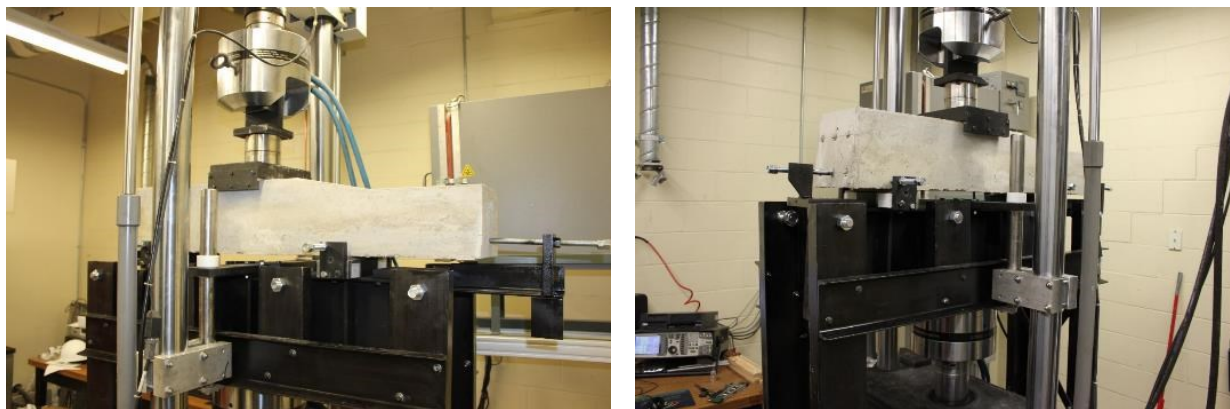


Figure 3-14 : Montage de l'essai de fatigue et spécimen en place

Les morceaux de bois étaient utilisés en bas en haut entre les plaques d'acier et le dormant pour éviter le frottement ou l'endommagement de la surface du dormant en contact avec la presse. Pour cet essai quatre dormants ont été testés, deux en acier pour référence et deux autres en PRFV. Les conditions de chargement étaient les mêmes pour les quatre dormants testés et constituaient d'une charge cyclique d'amplitude constante de force maximale de 185kN et minimale de 18kN. L'amplitude maximale a été calculée suivant la méthode de l'AREMA en considérant la charge maximale des roues, le tonnage par année ainsi que les vitesses. La force minimale est de 18kN comme indiqué par le manuel AREMA. Ces essais sont effectués dans le but de déterminer la capacité du dormant à résister aux charges verticales répétées. La méthode d'essai suit la procédure montrée dans le manuel de l'AREMA. Un chargement statique a été appliqué au dormant à un taux de 22kN/min pour fissurer le dormant jusqu'au niveau de barres d'armatures de la couche inférieure. Après la fissuration une mise à zéro de la charge et un remplacement de morceaux de bois une charge cyclique d'amplitudes définies ci-haut a été appliquée au dormant pour trois millions de cycles à une fréquence de 4Hz. Après l'essai de fatigue pour les quatre dormants, un essai statique constitué de chargements et des déchargements de la charge maximale utilisée en fatigue (185kN) a été effectué trois fois pour trois minutes chaque chargement. L'étape finale de cet essai était de tester en quasi statique jusqu'à la rupture les dormants qui avaient survécu à la fatigue. Il est à noter qu'un montage différent pour les essais statiques a été utilisé, car la capacité à l'ultime de dormants attendue, dépassait ou devrait être proche de la capacité de la machine utilisée lors de l'essai de fatigue.

3.6.2. Essai de liaisonnement, ancrages de barres et la charge ultime.

L'essai consistait en une application de la charge de 1.5P (252kN) pendant une période minimale de 3 minutes. La charge P a été calculée en considérant l'essai statique à l'assise du rail suivant le manuel de l'AREMA est était égale à 165kN comme dans l'essai de fatigue décrit en haut. Ensuite un incrément de la charge pas plus de 44.5kN/min a été appliqué au dormant jusqu'à la rupture. Cet essai exigé dans le manuel de l'AREMA pour chaque dormant en béton précontraint pour évaluer la capacité à l'ultime de dormant sert à évaluer trois paramètres. Le premier paramètre est le glissement des barres d'armatures qui ne doit pas être supérieur à 0.025mm pour le chargement de 1.5P pour trois minutes. Les mesures de glissement sont prises sur les barres/tendons du lit inférieur. Les deux autres paramètres à évaluer sont la capacité ultime ainsi que le mode rupture. Le montage proposé par le manuel de l'AREMA pour cet essai est montré à la Figure 3-15

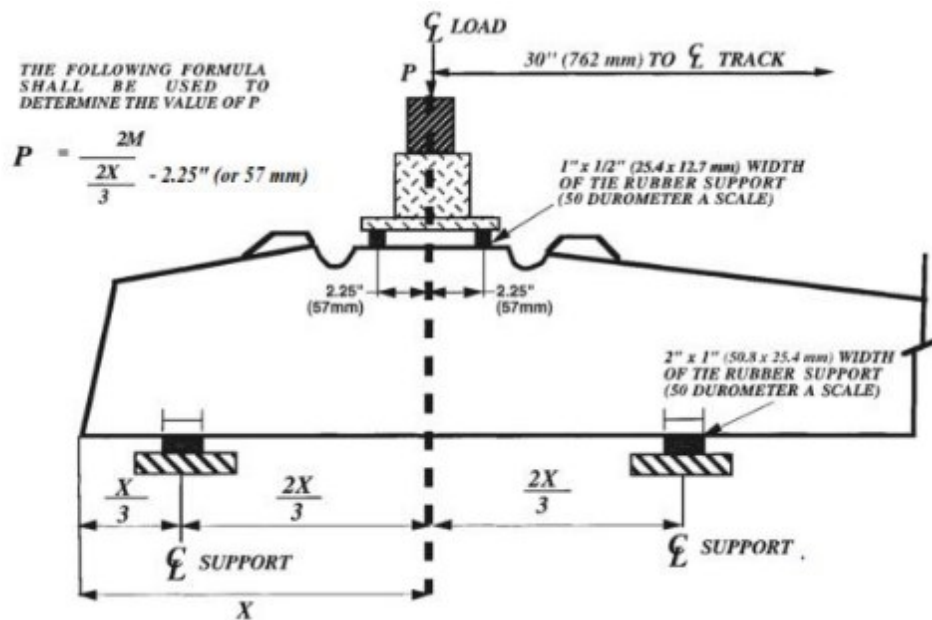


Figure 3-15 : Essai de longueur de développement d'ancrage [8].

Le montage utilisé est le même montage que celui pour l'essai statique. Des extensomètres ont été utilisés pour mesurer le glissement de barres. Les jauges de déformation pour mesurer les déformations dans les barres d'armatures ainsi et les LVDT pour mesurer les flèches et les fissures ont été aussi utilisés. Les photos sur la Figure 3-16 montrent deux différentes vues de l'essai en cours.



Figure 3-16 : Essai de longueur de développement d'ancrage.

3.6.3. Essai d'arrachement de l'insertion de système d'ancrage et de torsion

Cet essai est effectué pour évaluer la capacité de l'insertion à résister à des sollicitations verticales ainsi que la torsion. Les montages conçus et fabriqués pour l'essai de torsion sont montrés sur la Figure 3-17.

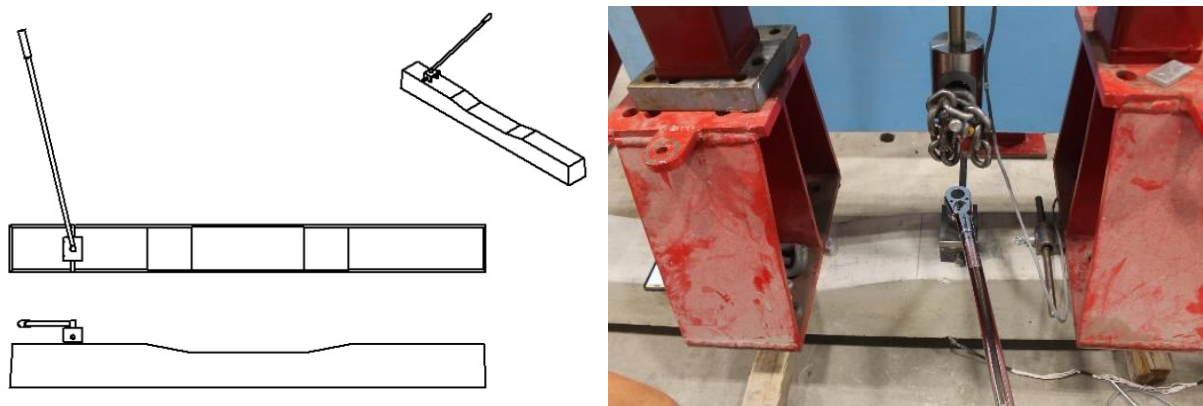


Figure 3-17 : montage de l'essai de la torsion de l'insertion

L'essai de torsion consiste à appliquer un couple de moments sur chaque insertion autour de l'axe vertical de l'insertion. Un couple de moments de 339N.m est appliqué pendant une période pas moins de 3 minutes. Pour passer cet essai, l'insertion doit résister le couple sans aucune rotation quelconque, fissuration du béton ou une déformation permanente de l'insertion.

Pour la capacité à résister à des forces verticales, une force de traction de 53.N est appliquée sur chaque insertion pour une période d'au moins 3 minutes pendant laquelle l'inspection doit être

faite pour voir s'il y a un glissement de système de fixation des ancrages ou des fissures dans le béton. L'incapacité de l'insertion à résister à la charge de 53.4kN sans aucune déformation permanente constitue une défaillance de l'insertion à cet essai. Les montages de l'essai de traction proposé par le manuel de l'AREMA ainsi que ceux fabriqués pour cet essai sont montrés sur les photos de la Figure 3-18.

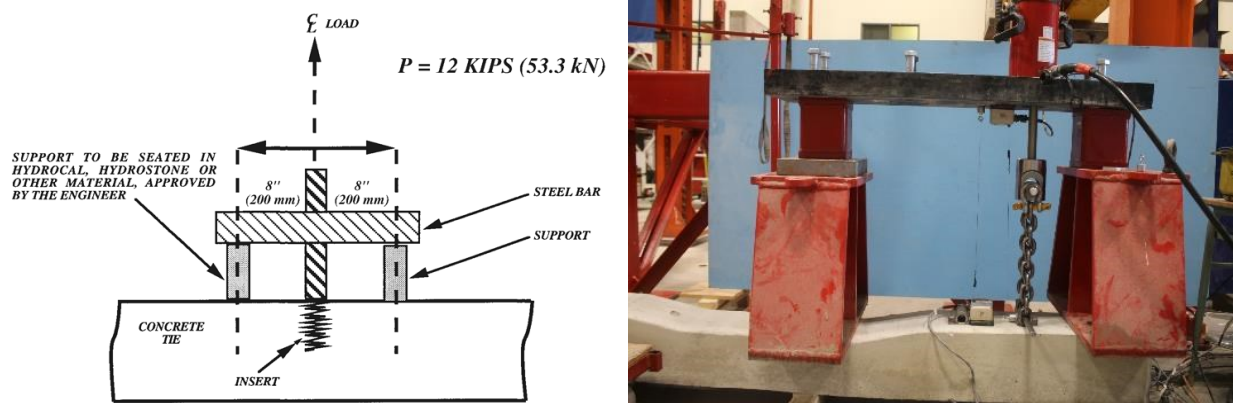


Figure 3-18 : Montage de l'essai d'arrachement [8].

3.6.4. Essai de soulèvement de système de fixation de rail

L'essai de soulèvement est effectué pour évaluer la force de retenue du rail au dormant. Un système complet d'ancrage de rail a été fixé sur une pièce du dormant ferroviaire de 460mm. Cet essai consiste en des chargements et déchargements et la mesure de l'écart de séparation entre le rail et sa base suivant la procédure donnée dans la référence [8]. Un chargement avec un taux n'excédant pas 4.45kN/min (1kip/min) a été appliqué sur le rail suivant le montage montré sur la Figure 3-19. Une charge P perpendiculaire à la base du rail qui cause la séparation du rail à sa base ou de l'assise du rail à la base (suivant ce qui se produit le premier) est enregistrée. Ensuite une charge de 1.5 P pas plus de 44.45 kN (10 kips) a été appliquée et l'écart de séparation sera mesuré jusqu'à la séparation complète. Le système de fixation de rail passera l'essai si dans tous les cas cités en haut les insertions ne sortent pas de système de fixation de rail ou se desserrer dans le béton et aucune composante ne doit pas fracturer et le rail ne doit pas relâcher. La Figure 3-19 montre le montage proposé par le manuel de l'AREMA.

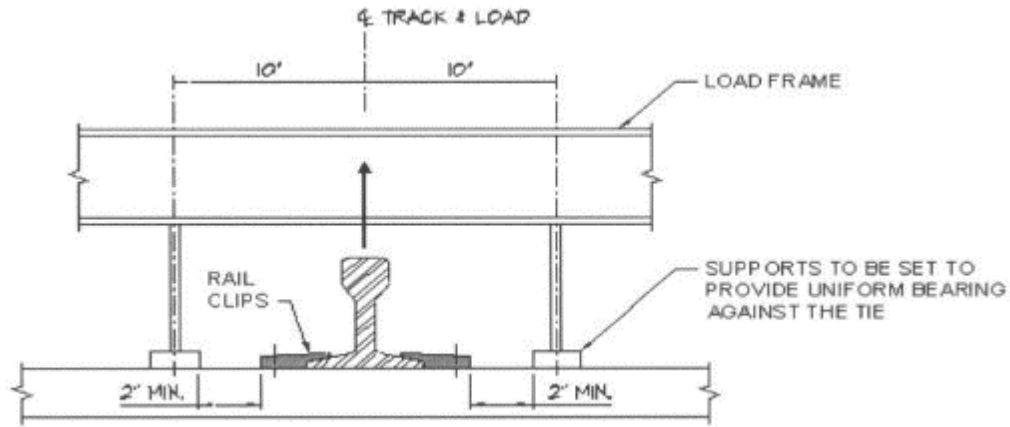


Figure 3-19 : Essai de soulèvement de système de fixation de rail [8].

Le montage pour cet essai a été conçu en simulant le montage montré sur la figure en haut. La photo sur la Figure 3-20 montre le montage conçu pour cet essai.

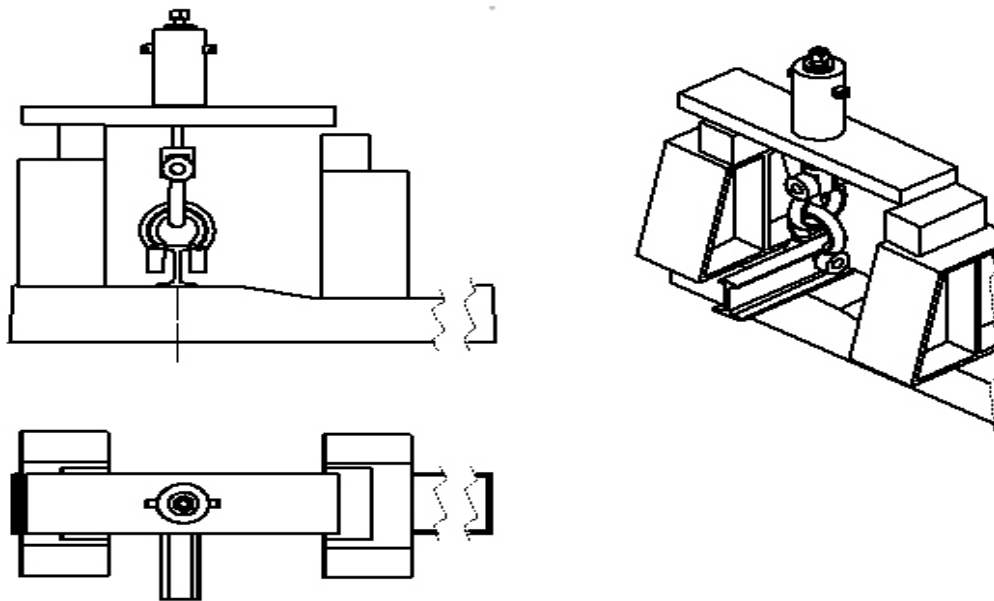


Figure 3-20 : Montage de l'essai de soulèvement de système de fixation de rail

Le montage a été fabriqué dans le cadre de cet essai en utilisant des plaques d'aciers soudés ensemble. Ces plaques d'aciers ont servi à maintenir le dormant dans la position d'équilibre ainsi que de supports verticaux pour la plaque d'appui de la presse. La force de traction a été appliquée à l'aide d'une presse fixée au sommet des supports. Les extensomètres ont été utilisés pour mesurer

la séparation entre le rail et la base du dormant. La photo sur la Figure 3-21 montre le montage assemblé pour cet essai.



Figure 3-21 : Essai de soulèvement de système de fixation de rail

3.6.5. Essai de retenue latérale de systèmes de fixation de rail.

L'essai de retenue latérale est effectué pour évaluer la capacité du système d'ancrage à résister aux forces latérales. L'essai est effectué suivant la procédure décrite comme suit : un préchargement de 89kN (20kips) sera appliqué sur l'assise du rail pour fixer le rail dans son système de fixation. La décharge sera faite et les capteurs de déplacements (LVDT) seront mis à zéro. Ensuite un chargement avec un taux pas plus de 22.24kN (5kips) sera appliqué jusqu'à atteindre soit 182.37kN (41 kips) ou une translation de la base du rail de 3.175 mm (1/8 pouces) suivant ce qui apparaît le premier. Après, un rouleau sera placé entre le bout de la charge et le morceau en bois comme indiqué sur la Figure 3-22 et le rouleau ne doit pas résister aucun mouvement latéral du rail. Les lectures initiales de déplacement seront faites et une charge de 89kN (20.5kips) sera appliquée à un taux pas supérieur à 22.24kN (5kips) par minute. Un système complet de fixation de rail sera fixé sur un dormant entier, les supports ainsi que les chargements faits suivant le montage sur la Figure 3-22 ci-dessous. Les conditions pour passer cet essai sont que le système de

fixation doit être capable de porter la charge de 182.37KN avec une translation moins de 3.175 mm (1/8 pouces), une défaillance d'une partie ou du dormant entier ou du système de fixation sera une cause de rejet et finalement la rotation de plus de 6.35 (1/4 pouces) ne sera pas acceptée pour cet essai.

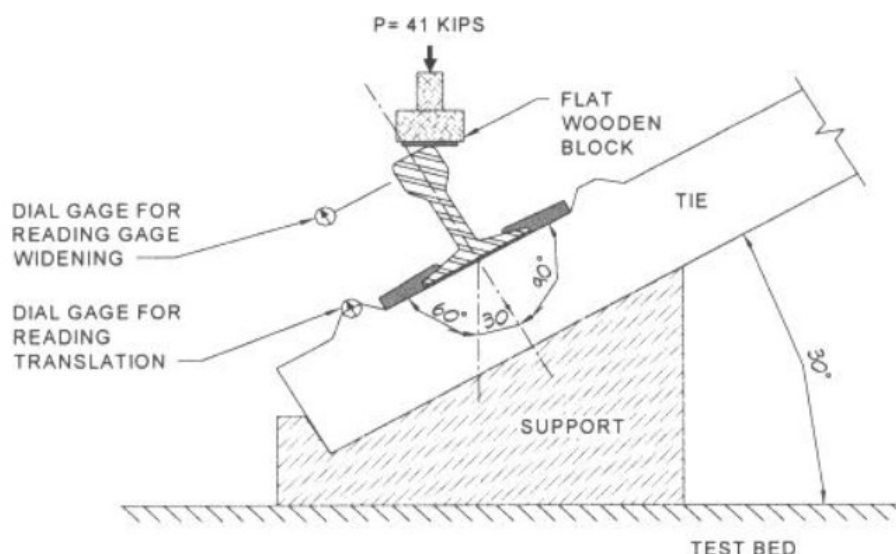


Figure 3-22 : Montage de l'essai de retenue latérale de système de fixation de rail [8].

Le montage a été fabriqué en utilisant des membrures en acier de type HSS soudées ensemble. Deux sections rigides ont été posées horizontalement et quatre autres ont été soudées à cette section verticalement et ont servi des supports au dormant lors de l'essai. Les sections ont été coupées à des hauteurs différentes pour donner l'angle de 30° requis dans la référence [8]. Les photos sur Figure 3-23 montrent le montage conçu et fabriqué avec le dormant en place prêt pour l'essai.

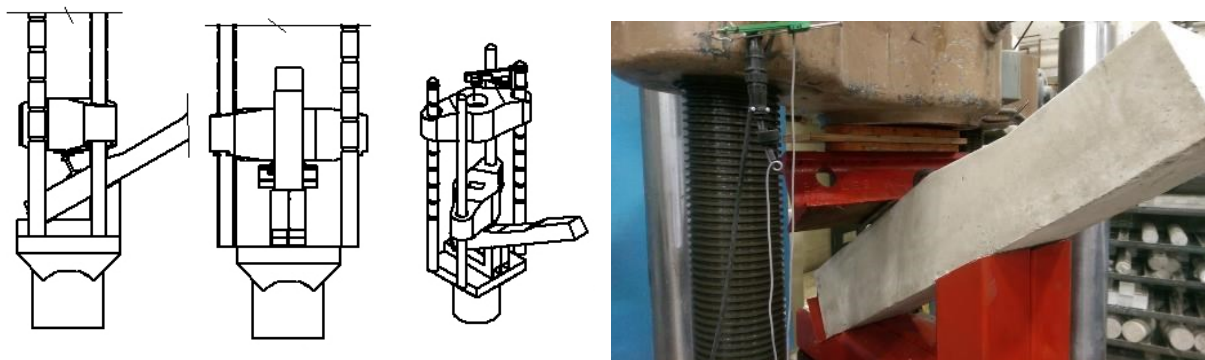


Figure 3-23 : Montage de l'essai de retenue latérale de système de fixation de rail

Chapitre 4 RÉSULTATS ET DISCUSSION

Le chapitre suivant porte sur la présentation ainsi que la discussion de résultats obtenus lors de différents essais. Les résultats présentés sont distincts pour chaque essai suivant les paramètres étudiés. Les résultats des essais de fatigue sont présentés en termes de propagation de la fissure lors de la charge cyclique et aussi le comportement général à tous les cycles appliqués. Ensuite les résultats de l'essai statique sont présentés en termes de déformation du béton et les barres de précontrainte et la résistance résiduelle est déterminée. Pour les autres essais, les résultats sont présentés en termes de beaucoup de paramètres (fissuration, déformation, flèche...) suivant le paramètre recherché pour chaque essai.

4.1. Essais de Fatigue

L'essai de fatigue a été effectué sur quatre spécimens deux d'acier et deux autres de PRFV. Trois millions de cycles ont été appliqués au dormant après une préfissuration jusqu'à la profondeur des armatures de la couche inférieure. La charge cyclique était d'une amplitude constante et comprenait des charges maximale et minimale de 185kN de 18kN respectivement. La fréquence était de 4 cycles par seconde. Les résultats pour cet essai sont présentés en termes de charge de fissuration, les flèches lors de l'essai de fatigue ainsi que le comportement à la charge de fatigue appliquée.

4.1.1. Charge de fissuration

Le manuel de l'**AREMA** exige de fissurer d'abord les dormants avant de les tester en fatigue. Les quatre dormants ont été fissurés jusqu'à la profondeur des barres d'armatures de la couche inférieure. Le

Tableau 4-1 ci-dessous présente des charges de fissuration pour les 4 spécimens testés.

Tableau 4-1 : Charges de préfissuration pour les dormants testés

Type de dormant	Charge de fissuration (kN)
S1- (Acier)	260
S-2 (Acier)	278
S-3 (PRFV)	238
S-4 (PRFV)	232

Les charges de fissuration pour les spécimens d'acier sont supérieures à celles de dormants en PRFV. Ceci est dû au faible module élastique de PRFV et c'était le comportement attendu. L'écart le plus grand est de 46kN.

4.1.2. Propagation des fissures et comportement aux charges cycliques

Les dormants ont été soumis aux trois millions de cycles après avoir été fissurés jusqu'à la profondeur de barres d'armatures de la couche inférieure. Aucune nouvelle fissure ne s'est formée lors de la fatigue sauf une propagation des fissures existantes. La propagation s'est arrêté à peu près un million de cycles, après quoi le dormant a atteint un état stable où il ne réagissait pas aux charges cycliques en termes de propagation des fissures. Les fissures existantes se sont bouchées et apparaissaient difficilement visibles à l'œil. La Figure 4-1 montre la propagation de la fissure lors de l'application de la charge cyclique.

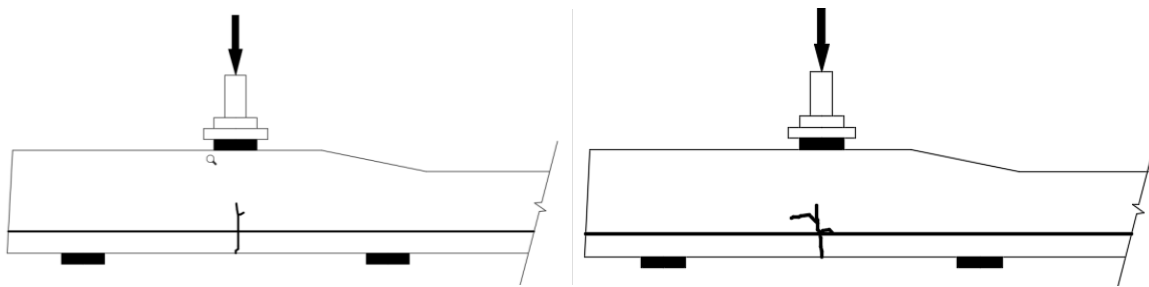


Figure 4-1 : Propagation de fissures lors de l'essai de fatigue.

Il est à noter que les fissures qui se sont formées étaient des fissures de flexion formée à mi- portée des appuis de la partie testé du dormant. La différence en termes de propagation pour les dormants

précontraints d'acier et de PRFV était très minime de l'ordre de 0.05mm. Ceci peut être dû au fait qu'après la fissuration du béton en dessous de l'axe neutre, les mécanismes de rupture changent de la flexion qui régit la fissuration, au cisaillement de la bielle en compression du béton. Le graphique sur la Figure 4-2 en bas montre un comportement typique de la fatigue montrant l'amplitude et la fréquence appliquée lors des essais.

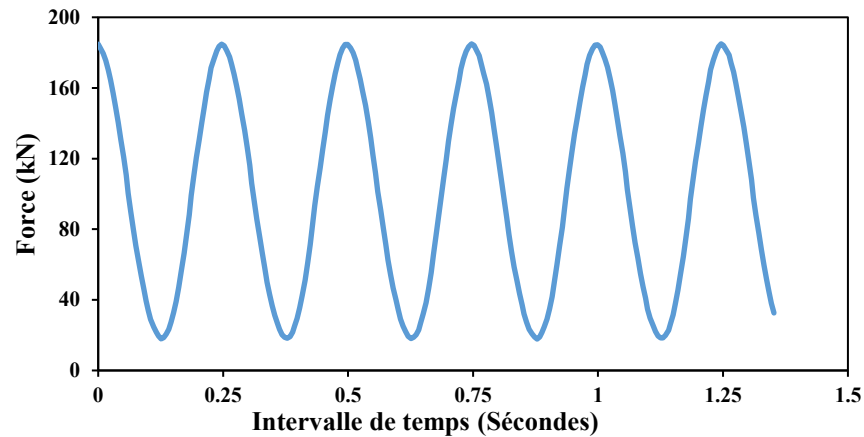


Figure 4-2 : Courbe typique force-temps pour le dormant en fatigue

Pour la vie en fatigue, aucun endommagement macroscopique n'a été observé lors de l'essai de fatigue et tous les spécimens testés ont résisté aux trois millions de cycles. Les photos sur la Figure 4-3 montre le dormant précontraint par le PRFV et celui en acier respectivement.



Figure 4-3 : Dormants en fatigue en PRFV et en acier après fatigue.

La charge considérée par le manuel AREMA en fatigue n’affecte pas la performance de dormants en service. Ceci est en accord avec les essais effectués sur les dormants en béton précontraint d’Acier. [28-29]. Cependant, bien que l’endommagement dû à la fatigue soit très faible pour le dormant [29] a conclu dans leur étude que le comportement en fatigue n’est pas linéaire et une légère augmentation de la charge de fatigue entraîne une augmentation relativement plus importante d’endommagement dû à la fatigue.

4.2. Essais Statique

4.2.1. Capacité statique résiduelle

Tous les dormants testés en fatigue ont ensuite été testés en statique comme le recommande le manuel de l’AREMA et encore dans le but d’évaluer l’endommagement du dormant dû à l’application de 3 millions de cycles. L’essai consistait en une application d’une charge quasi statique jusqu’à la rupture. Le tableau ci-dessous montre les charges ultimes résiduelles après application de 3 millions de cycles pour chaque dormant testé.

Tableau 4-2: Résultats des essais statiques

Dormant	Charge ultime (kN)
Acier (S-1)	499
Acier (S-2)	483
PRFV (S-3)	500
PRFV (S-4)	498

4.2.2. Fissuration et mode de rupture.

Les largeurs et la propagation des fissures ont été évaluées lors des essais statiques. Les fissures de cisaillement initiées lors de l’essai statique ont finalement contrôlé la rupture. Comme on le voit sur la photo à la Figure 4-4, à l’ultime il a beaucoup et plus profondes fissures pour les dormants en PRFV que ceux en acier. Ceci est principalement dû au faible module du PRFV en comparaison avec l’acier. On peut aussi voir que pour les deux dormants en PRFV et en Acier, le mode de rupture était en cisaillement à cause de la faible distance entre les appuis. Cette faible distance fait que le rapport de la portée sur la profondeur de la poutre (a/d) est inférieur à 2 ce qui

définit les poutres profondes. Ainsi, les dormants testés à l'assise du rail se comportent comme des poutres profondes dont la rupture est contrôlée par le cisaillement que pour la flexion. Ces poutres sont analysées par la méthode de bielles et tirants.

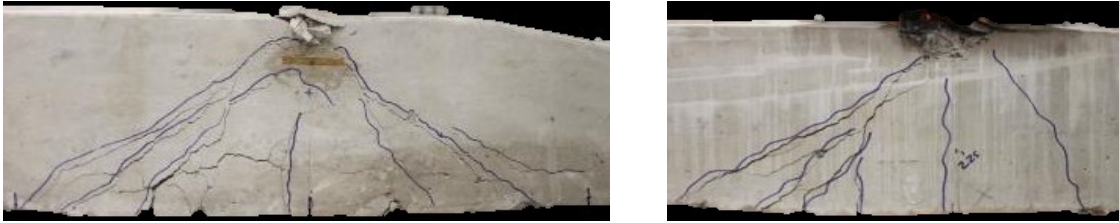


Figure 4-4 : Mode de fissuration à l'ultime

En outre, les largeurs de fissures ont été mesurées. A la rupture, on peut voir sur le graphique à la Figure 4-5 que les largeurs de fissures sont faibles pour les deux dormants. La rupture a été contrôlée par l'écrasement du béton en cisaillement pour les dormants en PRFV avant que les barres de précontrainte aient atteint leurs capacités ultimes. Pour les dormants précontraints avec de l'acier, la rupture a été de même par écrasement du béton, mais après la plastification de tendons de précontrainte. Ainsi donc, le dormant en acier s'est déformé plus que celui en PRFV et ceci explique la grande largeur de fissure pour le dormant en acier que pour celui en PRFV à l'ultime.

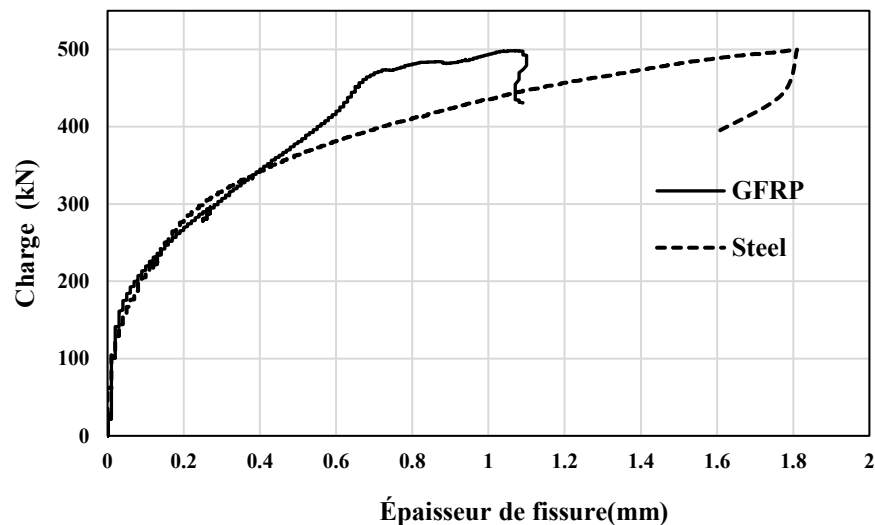


Figure 4-5 : Charge-épaisseur de fissure

4.2.3. Flèche et déformation

Les flèches ont été mesurées tout au long de la charge statique. Le graphique sur la Figure 4-6 montre les flèches pour les quatre dormants testés. On constate que les dormants en PRFV ont le même comportement jusqu'à la rupture. Cependant, on remarque que les dormants en acier ont atteint les pics différents de flèches. Ceci est dû au fait qu'à la plastification de l'acier, pour l'un on a arrêté le chargement tandis que pour l'autre on a continué le chargement jusqu'à atteindre les flèches importantes et l'épuisement du béton. Cependant, on remarque que les deux dormants en aciers atteignent les charges maximales aux mêmes flèches et qu'il n'y a pas eu augmentation de charges lors du chargement après plastification. La rupture des spécimens en PRFV était soudaine avec les flèches quand même importantes pour prédire la rupture.

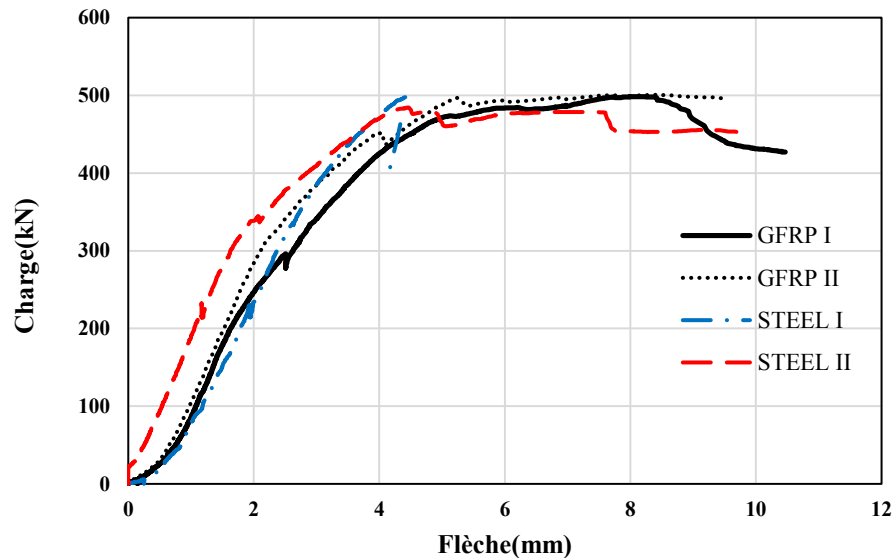


Figure 4-6 : Charge-épaisseur de fissure

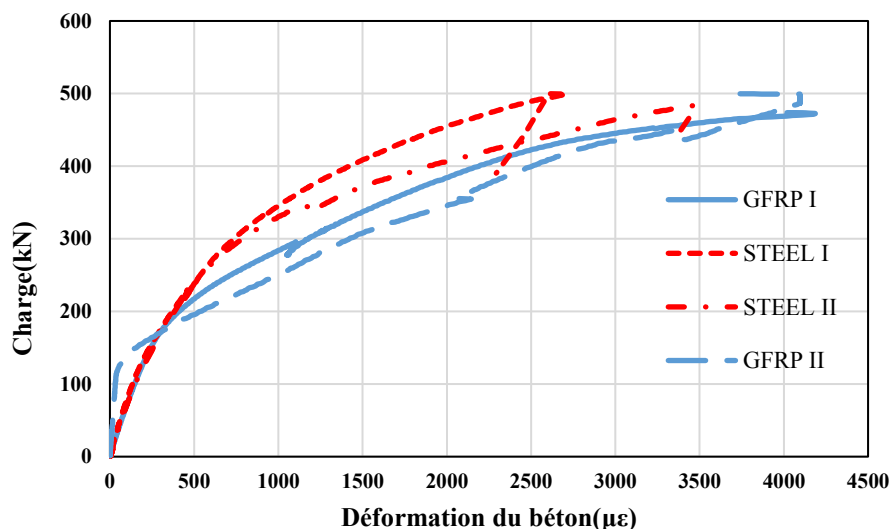


Figure 4-7 : Charge Vs Déformation du béton

Les déformations du béton aussi ont été mesurées à l'aide des jauges de déformations collées à la surface du béton. Comme on peut le voir sur la Figure 4-7 à part le dormat que le chargement a été arrêté après plastification on atteint le même ordre de grandeur de déformations du béton à la fibre la plus comprimée. Les dormants en béton précontraint de PRFV ont atteint de déformations relativement grandes comparées à celles d'acier. Ceci peut être dû à la différence dans la résistance du béton et le fait que le béton s'épuise complètement pour les dormants en béton de PRFV alors que pour l'acier, le comportement à l'ultime est beaucoup plus contrôlé par les flèches excessives dues à la plastification de l'acier. Pour les dormants précontraints de PRFV, les déformations dans les barres de la zone en tension ont atteint à l'ultime, de petites déformations comparées aux déformations ultimes de barres de PRFV. La Figure 4-8 montre la déformation dans les barres d'armatures de PRFV en tension jusqu'à l'ultime. On constate que les déformations sont de l'ordre de 5000 $\mu\epsilon$ qui est apparemment de l'ordre de moins de 20% la déformation ultime de PRFV utilisées. Les barres en compression se sont brisées avant que le béton atteigne sa déformation ultime.

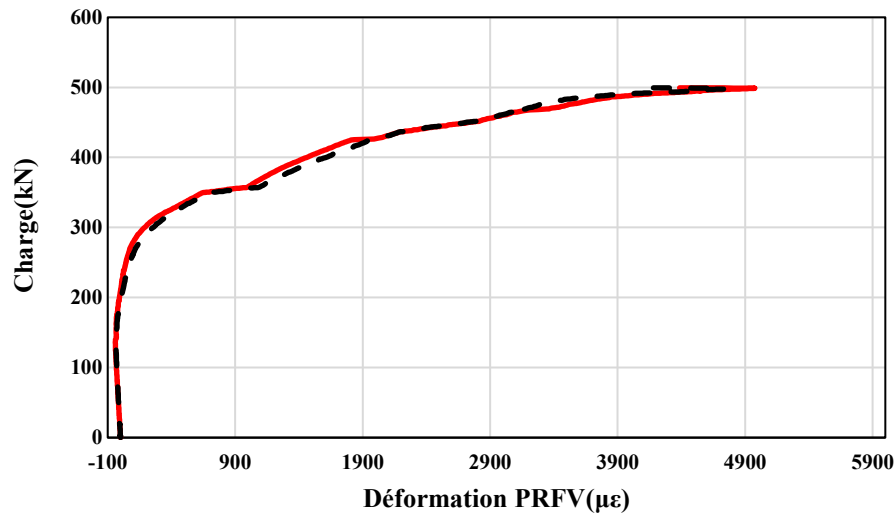


Figure 4-8 : Charge Vs Déformation PRFV

4.3. Essai de liaisonnement, ancrages de barres et la charge ultime.

Cet essai consistait à mesurer le glissement et l'ancrage des barres de PRFV ainsi que la capacité ultime du dormant. Le dormant a été soumis à une charge de 250kN qui correspond à 1.5P dont P était la charge majorée appliquée à l'assise du rail calculé précédemment. La charge a été retenue pour trois minutes et trois chargements et déchargements ont été réalisés. Le glissement des barres a été mesuré à l'aide d'un extensomètre et selon les limites d'AREMA ne doit pas être supérieur à 0.0025mm. Pendant ces chargements aucun glissement n'a été perçu et le chargement a continué à un incrément de 44kN/min jusqu'à la rupture. Les paramètres évalués sont le mode de rupture, les différentes déformations et les flèches. La charge ultime est, selon AREMA, la charge à laquelle apparaît le glissement des barres, la rupture des barres ou l'écrasement du béton en compression.

4.3.1. La Fissuration et le mode de rupture

Les premières fissures sont apparues dans la zone de moment maximal. La charge de fissuration était de 248kN. Après que la poutre a atteint autour de 60% de sa capacité maximale, les fissures de cisaillement se sont initiées rapidement de part et d'autre de la zone de chargement. Les fissures de cisaillement ont propagé rapidement ouverts et ont finalement contrôlées la rupture. À l'ultime, les fissures de deux côtés de la zone de chargement se sont réunies en forme conique comme on le voit sur la Figure 4-9 b) ici-bas.

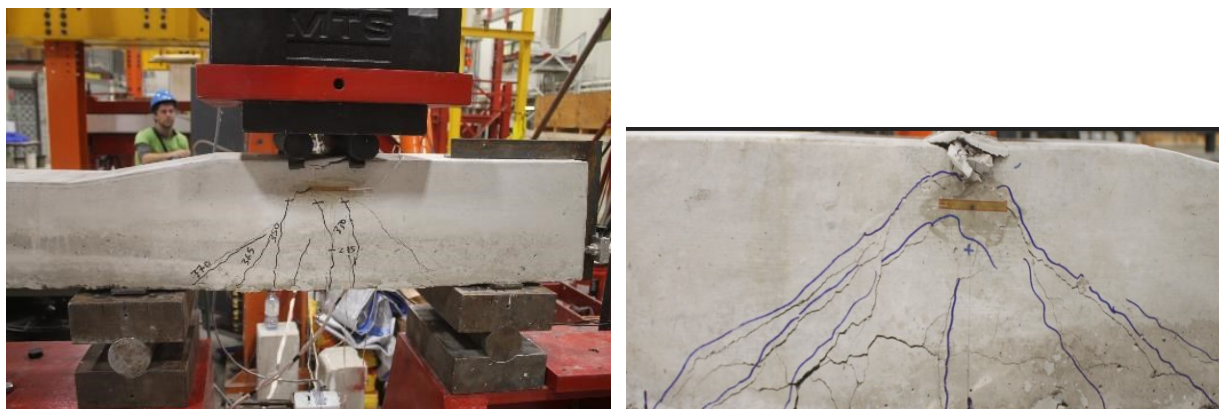


Figure 4-9 : Essai de développement de liaisonnement, ancrage des barres et la charge ultime

Le mode de rupture était par l'écrasement du béton en compression. Le mode de rupture expérimenté était celui prévu dans le dimensionnement. Les dormants testés à l'assise du rail se comportent comme les poutres profondes ce qui fait que le mode de rupture espéré est celui en cisaillement de la bielle en compression. Le modèle de bielle et tirant pour le dormant à l'assise du rail a été étudié par Clément, 2017 [7].

4.3.2. Flèche

La flèche a été mesurée à l'aide d'un LVDT fixé à la zone la plus tendue. La Figure 4-10 montre la flèche mesurée lors de cet essai. La flèche maximale est de 7.33mm. Comme on le constate sur la figure, les flèches, 60% de la charge ultime a été atteinte à 20% de la flèche maximale. Cette grande augmentation des flèches sans augmentation considérable de la charge, normalement commune pour les matériaux ductiles comme l'acier, a fait que la rupture a été lente et contrôlable. Ceci peut être attribué aux armatures dans la zone en compression qui reprenaient une partie des contraintes en compression avant leur rupture.

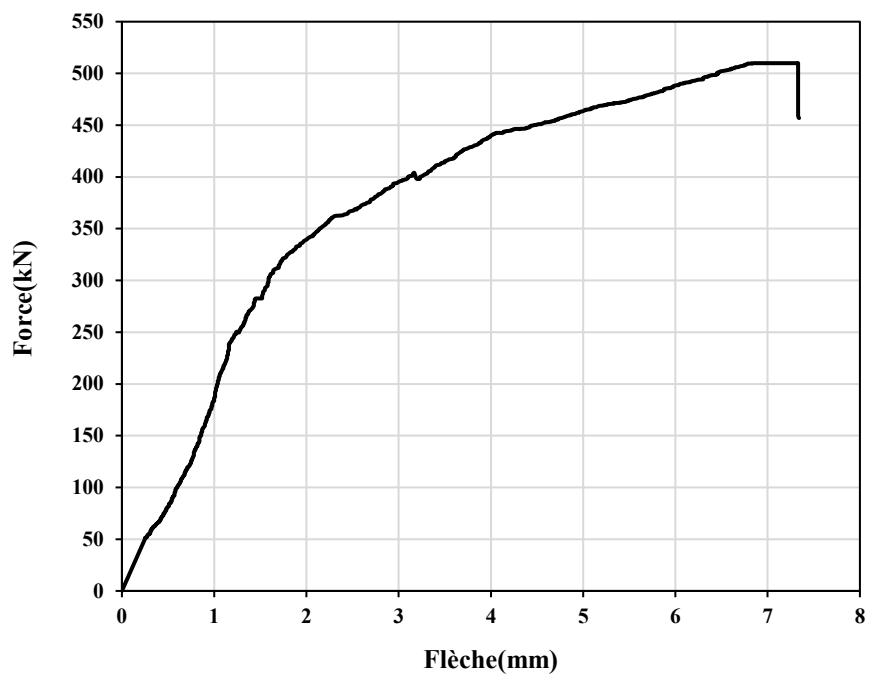


Figure 4-10 : Charge-flèche

4.3.3. Déformations

Les déformations mesurées sont celles des barres de précontrainte en tension et en compression et du béton. Les déformations des barres d'armatures en tension sont montrées dans la Figure 4-11 ici-bas.

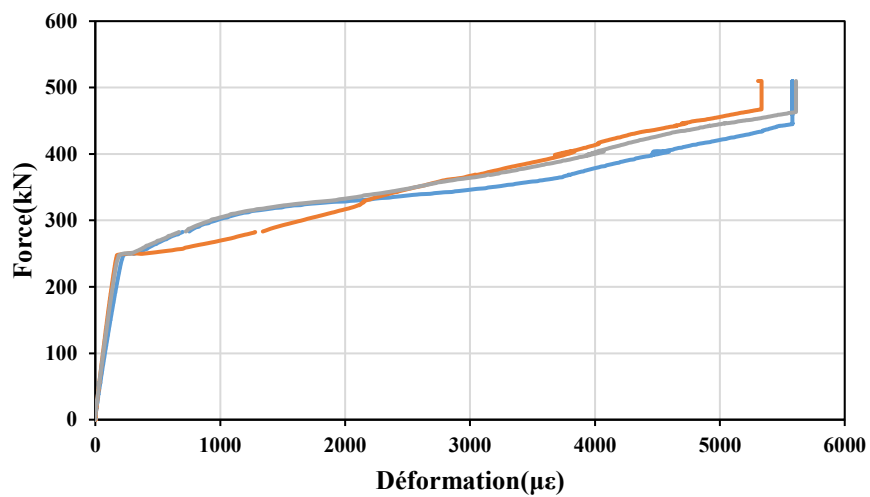


Figure 4-11 : Charge-déformation des armatures en zone en traction

Les déformations dans les barres d'armatures sont de 5581, 5534 et 5610 $\mu\epsilon$ pour les barres en compression qui sont en moyenne qui est de 23% la déformation ultime de PRFV utilisées. Aussi, on constate qu'après la fissuration du béton, les déformations dans les barres de précontrainte montent exponentiellement pour se stabiliser vers l'ultime. Les déformations des barres en tension sont constantes autour de 87% de la capacité ultime de barres jusqu'à l'ultime est le comportement était pareil pour les 3 barres en tension.

La Figure 4-12 montre les déformations dans la zone de compression. Les barres dans la zone de compression ont montré deux phases. La première phase est la phase de décompression jusqu'à la fissuration au-delà de laquelle commence la deuxième phase d'élongation jusqu'à la rupture. La rupture se produit à des déformations très petites en comparaison avec les déformations en traction à l'ultime. Ceci montre l'inefficacité de barres de PRFV en compression transcrite dans la littérature. Néanmoins, ces barres ont aidé à prédire la rupture en allongeant les flèches à des faibles augmentations de la charge.

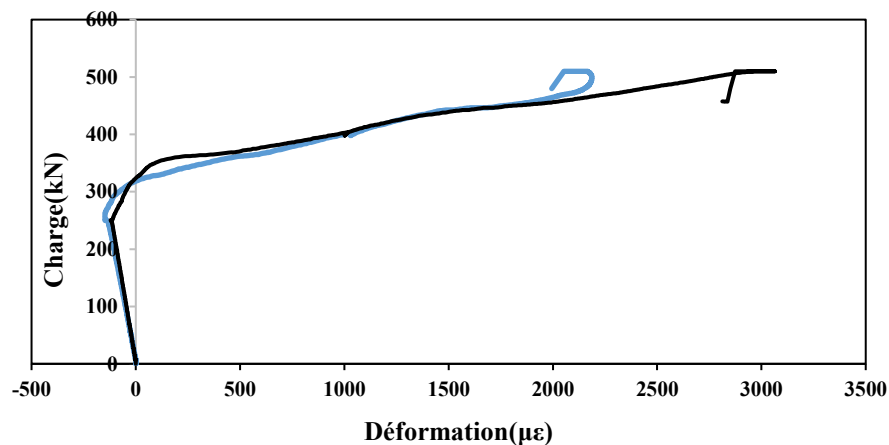


Figure 4-12 : Charge-déformation des armatures en zone en compression

Beaucoup des jauges de déformations posées sur le béton pour mesurer les déformations du béton en compression se sont mal comportées principalement à cause du décollement lors de l'essai. La courbe de déformation du béton est montrée à la Figure 4-13 ici-bas. La seule mesure qu'on a pu avoir montre le comportement du béton en compression jusqu'à peu près 80% de la capacité ultime après quoi la jauge s'est décollée aussi. La déformation maximale mesurée était de -2589 $\mu\epsilon$.

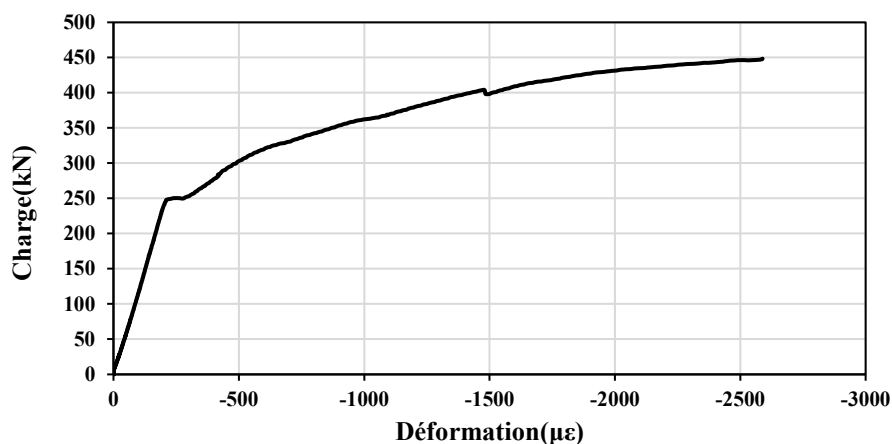


Figure 4-13 : Charge-déformation du béton

4.4. Essai de Soulèvement de systèmes d'Ancrages

Des chargements et déchargements ont été effectués sur les systèmes d'ancrages. Après avoir appliqué les forces différentes suivant la procédure comme montrée dans le manuel de l'**AREMA** une force maximale de 45kN a été maintenue pendant 5 minutes en faisant des chargements et déchargements plusieurs fois et les insertions étaient toujours intacts dans le béton et aucune composante n'est fracturée et le rail ne s'est pas relâché. Les critères de passage selon le manuel de l'**AREMA** pour cet essai ne sont qu'aucun de composants du système d'ancrage ne doit pas desserrer ou se briser. Tous les critères de passage pour cet essai ont tous été satisfaits. Le déplacement maximal obtenu en maintenant la charge maximale de 44.5kN est montré dans le graphique dans la Figure 4-14 et la Figure 4-15 montre le spécimen après l'essai.

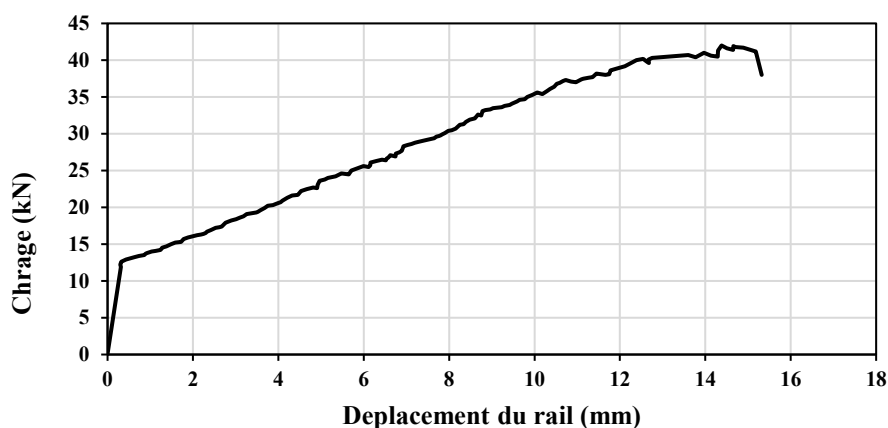


Figure 4-14 : Essai de soulèvement de systèmes d'ancrages.



Figure 4-15 : Essai de soulèvement de systèmes d'ancrages

4.5. Essai de retenue latérale de systèmes de fixation de rail.

Cet essai est effectué pour évaluer la capacité de système d'ancrages à résister aux forces latérales. Les systèmes d'ancrages doivent être capables de résister à la charge de 182.3 KN avec une translation maximale du rail de 1/8po (3.175mm) pour passer cet essai selon le manuel de l'AREMA. En plus, la rotation du rail ne doit pas être supérieure à 6.35mm (1/4po). Les résultats de cet essai sont présentés dans le graphe à la Figure 4-16 et les déplacements obtenus sont très petits aux valeurs maximales spécifiées dans le manuel de l'AREMA. Après l'application de la charge maximale de 194kN pour une durée de 5 minutes en faisant de chargements et déchargements plusieurs fois, aucune défaillance du dormant, du rail une composante du système d'ancrage n'a été constatée. Les déplacements obtenus sont petits par rapport aux limites données par le manuel de l'AREMA. Cet essai a dépassé les limites minimales recommandées par l'AREMA et le système d'ancrage utilisé convient donc à l'utilisation. Aucune fissuration n'a été observée sur le béton du dormant. La charge appliquée était inférieure à la charge de fissuration. Le spécimen après l'essai est montré sur les photos à la Figure 4-17.

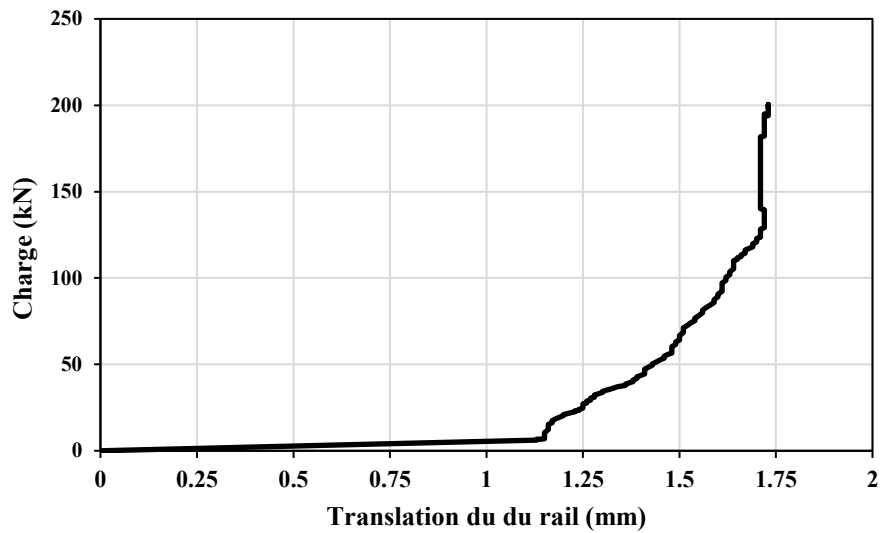


Figure 4-16 : Déplacement du rail



Figure 4-17 : Essai de contrainte latérale sur les systèmes d'ancrages

4.6. Essai d'arrachement de l'insertion de système d'ancrage et de torsion

Cet essai est effectué dans le but d'évaluer la capacité de l'insertion à résister aux charges verticales ainsi l'adhérence entre l'insertion et le béton. Pour cet essai, une force d'arrachement de 53.4kN est appliquée sur chaque insertion du système d'ancrage pour une durée minimale de trois minutes pendant laquelle une inspection doit être faite pour évaluer s'il y a un glissement de l'insertion ou autre forme de rupture telle que la fissuration ou l'écrasement du béton. Les résultats sont présentés dans le graphique sur la

Figure 4-18 ci-dessous et l'inspection n'a montré aucune défaillance du système après application de la charge. L'insertion était capable de résister la charge appliquée sans aucun glissement de l'insertion ou autre forme de rupture du béton comme montré sur les photos la Figure 4-19 ci-dessous.

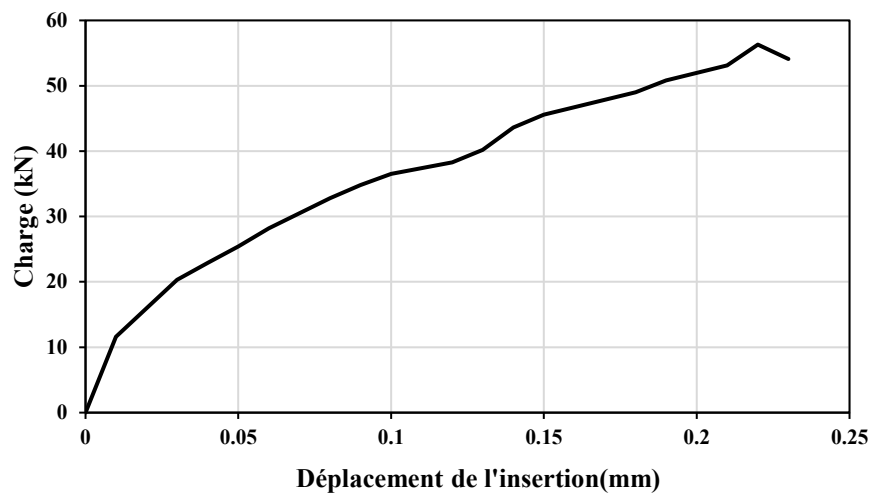


Figure 4-18 : Courbe de force déplacement de l'insertion.



Figure 4-19 : Essai d'arrachement du système de fixation du rail

Pour l'essai de torsion, après que l'essai d'arrachement a passé les critères définis en haut, un couple de moment de 339N.m a été appliqué sur l'axe vertical de chaque insertion. Le moment a été appliqué en faisant de chargements et déchargements chaque trois minutes comme le recommande le manuel de l'**AREMA**. Après plusieurs cycles, aucune rotation de l'insertion, fissuration du béton, ou une déformation permanente de l'insertion n'ont été perçues. L'insertion

a présenté des performances dépassant les limites données par le manuel de l'**AREMA** et aucune défaillance du béton n'a été constatée. La Figure 4-20 ci-dessous montre les photos de l'essai avant (1) et après (2) l'application de la torsion.

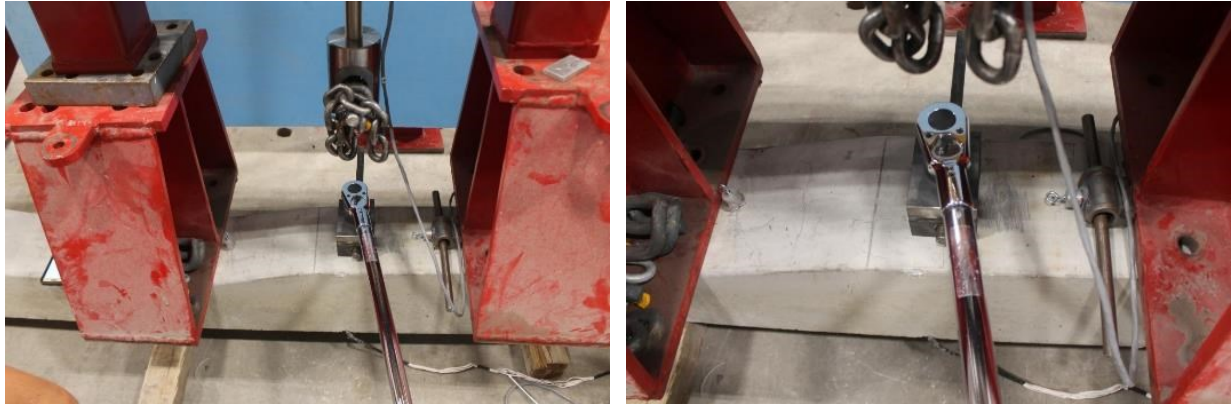


Figure 4-20 : Essai de torsion avant et après l'application du couple

Chapitre 5 ANALYSE COMPARATIVE

Ce chapitre porte sur l'analyse de résultats obtenus lors des essais de fatigue et de statique sur les dormants précontraints de PRFV et d'acier. D'abord, les effets de la charge de fatigue sur la performance en statique sont évalués en comparant les charges à l'ultime des dormants testés en fatigue et statique et ceux testés seulement en statique. Ensuite, une estimation de la vie en fatigue est faite en considérant le mouvement de l'axe neutre du dormant durant l'essai de fatigue. Enfin, les différents effets de la précontrainte sur le comportement des dormants sont discutés en comparant les résultats obtenus dans cette phase avec ceux obtenus lors de la phase I de ce projet qui portait sur les dormants renforcés avec les PRFV effectués par M. Clément, 2017 [7].

5.1. Effets de la fatigue

5.1.1. Influence de la fatigue sur la performance en statique.

L'effet de la fatigue sur la performance en statique de dormants a été étudié en comparant les résistances statiques résiduelles telles que présentées au chapitre 4 avec les résistances ultimes statiques de dormants qui n'ont été testés qu'en statique sur l'assise du rail. Les dormants testés en statique faisaient partie d'une autre étude et seulement leurs résistances ultimes seront utilisées dans cette analyse. L'endommagement est déterminé en termes de perte de capacité statique en comparant les deux capacités à l'ultime. La Figure 5-1 présentée ici-bas montre un graphique des charges statiques résiduelles des dormants testés dans le cadre de ce projet et celles de dormants testés seulement en statique. La limite de l'AREMA présenté dans le tableau est celui calculé selon la méthode du manuel de l'AREMA en majorant les paramètres qui influent cette valeur.

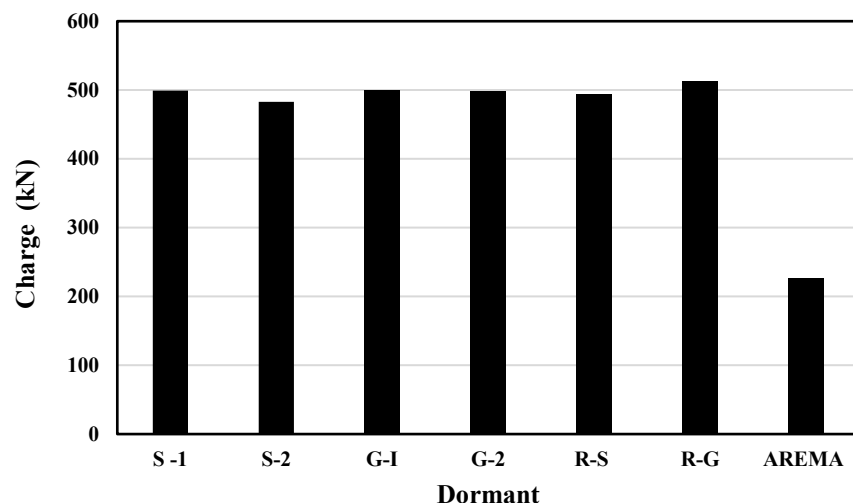


Figure 5-1 : Capacité ultime, résiduelle et limite de l'AREMA

Dans le graphique en haut, S (1,2) et G(1,2) représente deux dormants précontraints d'acier et de PRFV respectivement testés en fatigue et en statique tandis que R-S et R-G sont des échantillons de référence testés seulement en statique dont les résultats sont utilisés pour comparaison. On constate sur le graphique que les charges à l'ultime sont quasiment de l'ordre de même grandeur, ce qui montre la plus petite influence de la fatigue sur la performance en statique. Pour les PRFV, la réduction de la résistance statique maximale est de 3.7% de ceux de dormants de référence alors que pour l'acier, cette valeur est égale à 3%. Cependant, la résistance à l'ultime du dormant S-1 est étrangement supérieure à celle de référence. Ceci peut être dû à leur différence dans la résistance en compression initiale du béton. Dans tous les cas, on observe une très légère diminution de la résistance en statique à cause de la fatigue. On observe aussi que, les dormants en PRFV atteignent des résistances supérieures à ceux de l'acier. La résistance limite de l'AREMA de 226kN est dans tous les cas, inférieure aux résistances ultimes. Elle est de 44.5% et 45.8% des résistances de dormants testés en statique seulement de PRFV et de l'acier successivement tandis qu'elle est de 45.8% et 47.2% pour les dormants testés en fatigue et statique de PRFV et de l'acier successivement. La charge de 226kN sur l'assise du rail utilisé correspond à une charge de roue de 304kN (68.3kips) distribuée également sur deux assises du rail et majorée par un coefficient d'impact de 3. La charge de roue maximale considérée par l'AREMA est de 347kN qui correspond à 260kN sur l'assise du rail en considérant les mêmes paramètres qu'en haut.

5.1.2. Estimation de la vie en fatigue

Pendant l'essai de fatigue, la propagation des fissures a été mesurée pour étudier le mouvement de l'axe neutre versus le nombre de cycles vu que le dormant avait été fissuré avant l'essai de fatigue. Le mouvement de l'axe neutre donne une idée de la résistance restante du béton et vu que la rupture est contrôlée par l'écrasement du béton, par conséquent une idée sur la résistance de toute la section. Le graphique en bas présente le mouvement de l'axe neutre après fissuration et lors de l'application de la charge cyclique et le nombre de cycles.

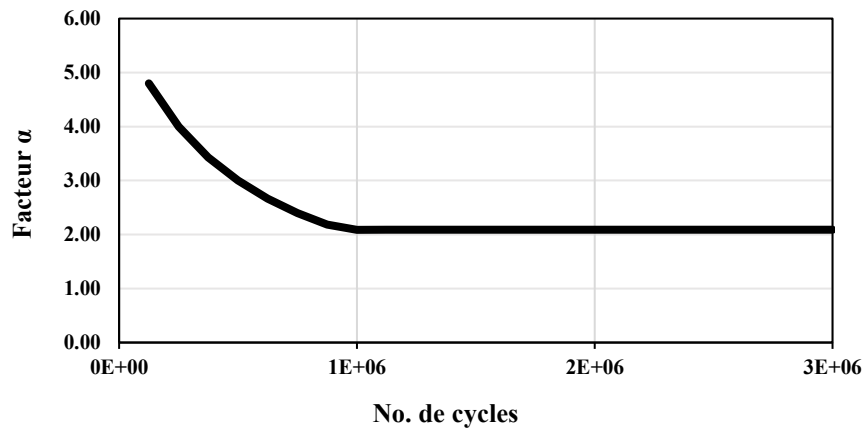


Figure 5-2 : Propagation de fissures Vs Nombre de cycles

Le mouvement de l'axe neutre est présenté en forme d'un coefficient α et le nombre de cycles. Le coefficient α défini ici, désigne le rapport de la hauteur maximale du dormant divisé à celle de la fissure tout au long des cycles. Le niveau de la fissure désigne entre autres l'axe neutre de la section fissurée. On peut voir qu'à partir d'un million de cycles, le dormant atteint sa limite d'adhérence et la fissure ne propage plus. On peut assumer qu'à ce niveau de contrainte, le dormant a une vie en fatigue illimitée. Cependant, on ne reconnaît pas la limite d'endurance en fatigue du béton au-delà de dix millions de cycles [24]. La différence en termes de propagation pour les dormants précontraints d'acier et de PRFV était très minime que ça n'affecte pas le graphique présenté ci-dessus.

5.2. Effets de la précontrainte

La précontrainte est beaucoup utilisée pour améliorer les conditions en services en augmentant la profondeur du béton en compression. Cet effet a pour aussi l'avantage d'utiliser les éléments de petites dimensions comparées à leurs semblables non précontraints. Dans le cadre de ce projet, les dormants précontraints avec les PRFV ont été testés en fatigue et puis en statique et un spécimen a été testé en statique seulement. Les résultats vont être comparés à ceux de la phase I de ce projet, M. Clément, 2017 [20] qui portait sur les mêmes essais, mais avec les dormants renforcés avec les PRFV. La comparaison va porter sur le mode de rupture et la fissuration et le comportement à l'ultime.

5.2.1. Fissuration et Mode de rupture

La méthode de dimensionnement de dormants de l'AREMA est basée sur la méthode des contraintes admissibles. Dans le calcul aux contraintes admissibles, on dimensionne un élément en calculant les contraintes, dans le domaine élastique des matériaux, provoquées par les charges et surcharges maximales prévues et en le comparant avec les contraintes admissibles des matériaux et les contraintes admissibles correspondent aux contraintes de rupture divisée par un coefficient de sécurité. Cette méthode ne tient pas en compte certaines charges de façon exacte tout en sous-estimant les capacités des matériaux. Cette méthode adoptée par beaucoup des normes des dormants ferroviaires, dont l'AREMA, surestime les contraintes soumises aux dormants ce qui explique la plus faible probabilité de rupture de dormants en service. Les dormants sont remplacés surtout à cause de leur tenue en service. La fissuration en service doit être évitée pour les dormants en béton précontraint d'acier comme stipulé dans le manuel de l'AREMA pour les raisons de maintenir le calibrage constant de la voie ferrée ainsi que les raisons de durabilité liées à la corrosion de l'acier. Pour les dormants précontraints avec les PRFV, les restrictions peuvent être moins sévères à cause de la bonne tenue à la corrosion de PRF en général. La charge à la fissuration variait entre 232-248kN et 72-86kN pour les dormants précontraints et ceux renforcés avec des PRFV respectivement. Pour les mêmes dormants, mais précontraints avec de l'acier, la charge à la fissuration variait entre 260-278kN. Ceci montre l'effet de la précontrainte sur le contrôle de la fissuration et aussi montre qu'en service, les fissurations sont bien contrôlées pour le dormant précontraint sauf en cas d'extrême impact comme le déraillement. L'effet d'impact n'a pas été évalué lors des essais dans le cadre de ce projet. Pour tous les types de dormants testés, la charge

de conception selon le manuel AREMA est de 226kN. Le tableau Tableau 5-1 montre le résumé de charges à la fissuration des dormants précontraints et non précontraints en comparaison avec les charges de conception de l'AREMA.

Tableau 5-1 : Comparaison de la fissuration

Dormant	Fissuration (P_{cr}) (kN)	Charge design (P_d) (kN)	P_{cr}/P_d
Précontraint (PRFV)	232-248	226	1.02-1.08
Non précontraint (PRFV)	72-86		0.31-0.37
Acier-Précontraint	260-278		1.14-1.22

Les épaisseurs de fissure sont aussi un paramètre important pour l'AREMA. Le manuel limite les largeurs de grande fissure sur une valeur maximale de 0.153mm pour des raisons de durabilité en service. Il est montré au chapitre 4 que la fissure mesurée sur le dormant testé en fatigue après fissuration était de 0.12mm à la charge de design de l'AREMA (226kN). On remarque que même en fissurant le dormant, à la charge en service, l'ouverture des fissures est plus petite sous la charge de service.

À la rupture, le dormant s'est comporté comme une poutre profonde comme mentionnée avant. Pour les poutres profondes, la distribution des contraintes est non linéaire contrairement aux poutres régulières. Les poutres profondes sont dominées par le mode de rupture en cisaillement et sont analysées par la méthode de bielles et tirants. Le mode de rupture pour les deux types de dormants a été par écrasement de la bielle du béton en compression. La différence a été dans la distribution des contraintes et le comportement de la rupture. Pour les dormants précontraints, on remarque une distribution des contraintes entre les barres de précontraintes et le béton. Ceci apparaît en une augmentation graduelle des flèches après la fissuration sans pour autant augmenter les charges. Même si la rupture était par écrasement du béton, elle était prévisible avec l'ouverture graduelle des fissures et les flèches jusqu'à la rupture pour les dormants en béton précontraint avec les PRFV. Ce comportement, opposé au comportement normal de la rupture du béton peut être

attribué à l'action des armatures de compression qui, malgré leur inefficacité en compression pouvaient quand même reprendre une partie des contraintes.

5.2.2. Charge à l'ultime des dormants précontraints et non précontraints

Dans la méthode de contraintes admissibles, la charge à l'ultime des éléments intéressent peu le concepteur, car les résistances considérées sont de résistances élastiques des matériaux. Cependant, dans l'effort du développement de la méthode des états limites pour la conception de dormants faits par certains chercheurs comme [27, 30,31]. Les charges ultimes reviennent de plus en plus dans la littérature. Les dormants sont dimensionnés en considérant une charge quasi dynamique en majorant la charge statique par un coefficient d'impact. À l'ultime, l'impact contrôle le dimensionnement et cet impact peut subvenir entre autres lors d'un déraillement. Bien que le comportement en service ait été amélioré, l'influence de la précontrainte est néanmoins moins importante avec une augmentation de 24% de la charge ultime en comparaison avec les dormants en PRFV non précontraints. Le Tableau 5-2 en bas résume les charges à l'ultime des dormants en PRF précontraint et non précontraint l'assise du rail en comparaison avec la charge de design de l'AREMA.

Tableau 5-2 : Comparaison des charges à l'ultime

Dormant	Charge ultime P_u	Charge de design P_d	P_u/P_d
PRFV Non Précontraint	390	226	1.7
PRFV Précontraint	512		2.26
Acier-Précontraint	494		2.18

Le but de la précontrainte dans cette application était surtout d'améliorer les conditions en service qui, pour les dormants en béton de PRFV non précontraintes n'étaient pas satisfaisantes à cause de l'apparition précoce des fissures. L'effet de l'impact sur les dormants en béton précontraint de PRFV pourra faire l'objet d'une étude ultérieure.

Chapitre 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1. Conclusions

Différents essais recommandés par l'AREMA ont été effectués sur de nouveaux dormants ferroviaires précontraints de PRFV et d'acier. Les essais étaient divisés en 4 catégories à savoir les essais de fatigue, statiques, l'essai sur le développement de liaisonnement et charge ultime ainsi que différents essais sur les systèmes d'ancrages. Des résultats ont été analysés en évaluant l'effet de fatigue, l'effet de la précontrainte ainsi qu'en comparant ces résultats avec les limites du manuel de l'AREMA. Ainsi, quelques conclusions sont tirées de cette étude et sont présentées ci-dessous :

1. Les dormants en béton précontraint de PRFV et d'acier ont présenté le même comportement en fatigue en termes de fissuration et ont résisté tous aux cycles appliqués sans aucun endommagement macroscopique.
2. Les charges cycliques avant l'essai quasi statique à l'ultime n'a pas affecté la performance en statique de dormants en béton précontraint d'acier et de PRFV. La réduction est de l'ordre de 3.7% et 3.0% seulement pour les dormants précontraints avec les PRFV et ceux d'acier successivement.
3. A l'ultime, les dormants en béton précontraint de PRFV ont présenté des résistances légèrement supérieures (2.7%) à ceux précontraints avec l'acier pour le même taux d'armature.
4. Les dormants se sont comportés comme des poutres vu le rapport de portée en cisaillement et épaisseur du dormant faible (inférieur à 2) avec la rupture de la bielle en compression du béton.
5. La rupture, bien que soit contrôlée par l'écrasement du béton, était prévisible pour les dormants en béton précontraint avec les PRFV avec l'augmentation graduelle des flèches. Ceci est peut-être dû à la distribution des contraintes dans la zone en compression due aux barres en compression qui reprennent une partie de contraintes avant rupture.
6. À la charge de design de l'AREMA, tous les dormants ont présenté de bonnes performances vis-à-vis des limites de l'AREMA.

7. La vie en fatigue est infiniment grande pour les dormants en béton précontraint avec les PRF ainsi que ceux d'acier pour le niveau de contrainte appliqué lors de cet essai. La propagation des fissures s'est arrêtée après 1 million de cycles.
8. La précontrainte des PRFV utilisés lors de cette recherche a été très efficace dans le contrôle de la fissuration. Pour les mêmes dormants avec le même taux d'armature de PRFV précontraints et non précontraints, la charge de fissuration est augmentée de trois fois. Les épaisseurs de fissure étaient très minimales pour les dormants en béton précontraint comparés à celles pour les dormants en béton renforcés de PRFV.
9. L'effet de la précontrainte à la capacité ultime en statique ultime était moins important que celui en service avec une augmentation de 24% de la charge ultime de dormants en béton renforcés de PRFV.
10. L'essai de liaisonnement, ancrage et charge ultime effectuée a présenté des performances élevées en comparaison avec les limites de design de l'AREMA en termes de glissement de barres et mode de rupture. Le mode de rupture était par écrasement du béton sans signes du glissement des barres de précontrainte.
11. Tous les essais sur les systèmes d'ancrages effectués ont passé les limites de l'AREMA. À noter que les essais d'ancrage effectués lors de cet essai sont tirés de l'AREMA parmi beaucoup qui sont proposés. Les essais choisis sont ceux qui ont un rapport avec la rupture du béton de dormants ou de barres, tendons ou torons de précontrainte.
12. La méthode de l'AREMA basée sur les contraintes admissibles est trop conservatrice à l'ultime. Pour les dormants précontraints avec les PRFV, les restrictions peuvent être moins sévères en service à cause de leur grande résistance à la corrosion.
13. Suivant les résultats obtenus lors des essais de cette étude, les concepteurs des dormants ferroviaires pourront adopter en toute confiance, les dormants précontraints avec de PRFV en suivant les autres recommandations données dans le manuel de l'AREMA et d'autres guides.

6.2. Recommandations pour les travaux futurs

Ce travail est le premier à être effectué sur les dormants en béton précontraint avec des barres en PRFV. Aussi, certains paramètres et d'essais non considérés lors de cette étude pourront aider à bien comprendre le comportement à la fatigue de dormants en béton précontraint de PRF. Les travaux futurs suivants sont recommandés :

Étude de la fatigue de dormants en PRFV

1. Effectuer une étude approfondie sur l'influence d'armature en étudiant le comportement aux différents taux et de différentes grosseurs d'armatures.
2. Étudier l'influence du niveau de la précontrainte initiale dans les barres de précontrainte sur différents états limites de dormants en béton précontraint de PRFV.
3. Étudier l'influence de la contrainte moyenne sur la performance de dormants précontraints avec les PRFV en fatigue.
4. Effectuer une étude sur différentes dimensions des dormants.
5. Effectuer une analyse de charges réelles présentes sur les voies ferroviaires dans le but d'optimiser le design.

D'autres études sont également recommandées ci-dessous

- Les barres de fibres de basalte ont été récemment utilisées dans différents éléments et ont démontré une performance comparable aux barres de PRFV. Des investigations en utilisant ces barres dans la précontrainte sont souhaitables, car les barres en basalte ont des propriétés en traction plus élevées.
- Effectuer des études sur des dormants précontraints de PRFFV en utilisant du béton aux fibres à haute performance afin de mieux contrôler la fissuration sous charges de service et charges répétées.
- Développer un système de précontrainte pratique des barres en PRF impliquant différentes techniques pour réduire les pertes dans le système et faciliter la précontrainte ou la mise en tension.
- Développer un bâti de précontrainte économique qui pourra accommoder des taux de production désirés (par exemple fabriquer jusqu'à 12 spécimens à la fois...)

RÉFÉRENCES

1. Micelli F, Nanni A. Durability of FRP rods for concrete structures. *Construction and Building materials*, 2004; 18(7): 491-503.
 2. Ferdous W, Manalo A. Failures of mainline railway sleepers and suggested remedies—review of current practice. *Engineering Failure Analysis*, 2014; 44:17-35.
 3. Manalo A, Aravinthan T, Karunasena W, Ticoalu A. A review of alternative materials for replacing existing timber sleepers. *Composite Structures*, 2010; 92(3): 603-611.
 4. Jain C, Khandelwal S, Mehrotra S, Gupta R. A review paper on use of composite material for railway sleepers in railway track. *SSRG Int J Civ Eng.*, 2016; 3:104-8.
 5. Ferdous W, Manalo A. Failures of mainline railway sleepers and suggested remedies—review of current practice. *Engineering Failure Analysis*, 2014; 44:17-35.
 6. Hanna, A. N., State-of-the-Art Report on Prestressed Concrete Ties for North American Railroads, 1979.
 7. Clément M, Benmokrane B. Caractérisation du comportement de dormants ferroviaires en béton armé de polymères renforcés de fibres. *Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke* ; 2017.
 8. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association. AREMA Manual for Railway Engineering, *chapter 30-Ties*, www.arema.org, 2013.
 9. Hallonet A. Développement et caractérisation d'un matériau composite à base de fibres de lin : application au renforcement de structures en béton par collage externe. *Thèse de doctorat, Université de Lyon*, 2016.
 10. Destouches L. ; Pultrusion. Ed. Techniques Ingénieur ; 2010 ; France ; <https://www.google.com> ,
 11. Landesmann A, Seruti CA, Batista ED. Mechanical Properties of Glass Fiber Reinforced Polymers Members for Structural Applications. *Materials Research*, 2015; 18(6):1372-83.
 12. Le réseau canadien de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés. Manuel de calcul de structures en béton armé de barres *en PRF (ISIS manuel 3)*, 2009.
 13. Richard E. Prince, PE; Fiber Reinforced Polymers- Characteristics And Behaviours, 2017, USA, <https://www.google.com> ,
 14. Soudki, K. A., FRP reinforcement for prestressed concrete structures. *Progress in*
-

- Structural Engineering and Materials*, 1998, 1(2), 135–142.
<https://doi.org/10.1002/pse.2260010205>
15. American Concrete Institute. Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons. *ACI 440.4R-04 Committee*, Farmington Hills, 2004.
 16. Atutis, E., Atutis, M., Budvytis, M., & Valivonis, J. Serviceability and Shear Response of RC Beams Prestressed with a Various Types of FRP Bars. *Procedia Engineering*, 2017, 172, 60–67. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.017>
 17. Saafi M, Toutanji H. Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons. *Construction and Building Materials*, 1998 ; 12(5): 245-249.
 18. Abdelrahman AA. Serviceability of concrete beams prestressed by fiber reinforcement plastic tedons. *Thèse de doctorat, University of Manitoba*, 1995.
 19. Taerwe LR, Lambotte H, Miesslerer HJ. Loading tests on concrete beams prestressed with glass fiber tendons. *PCI J.*, 1992 ; 37(4): 84-97.
 20. Noël, M., Behaviour of Post-Tensioned Slab Bridges with FRP Reinforcement under Monotonic and Fatigue Loading, *PhD Thesis, University of Waterloo*, 2013.
 21. Burke, C. R., & Dolan, C. W. (2001). Flexural Design of Prestressed Concrete Beams Using FRP Tendons. *Pci Journal*, 2001, 76–87.
<https://doi.org/10.15554/pcij.03012001.76.87>
 22. CAN/CSA S6-14 (Canadian Highway Bridge Design Code, *Toronto, Ontario*, 2014.
 23. El-Ragaby A, Benmokrane B. Fatigue behaviour of concrete bridge deck slabs reinforced with Glass FRP bars, *PhD thesis, University of Sherbrooke*, 2007.
 24. CEB-FIP, Fib Model Code for Concrete Structures. CEB-FIP, *London: British Standard Institution*, 2010.
 25. ACI Committee 215. Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading: (ACI 215R) *Farmington Hills, MI: American Concrete Institute*, 1992.
 26. Meddour B. Fatigue des matériaux-cours and exercices, <https://www.researchgate.net>, 2016.
 27. Wakui H., Okuda H., A Study On Limit-State Design Method For Prestressed Concrete Sleepers (*Translation from Proceedings of JSCE*, No.557/V-34, February 1997), (33).
-

28. You, R., Li, D., Ngamkhanong, C., Janeliukstis, R., & Kaewunruen, S. (2017a). Fatigue Life Assessment Method for Prestressed Concrete Sleepers. *Frontiers in Built Environment*, 3(November), 1–13. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2017.00068>
 29. Nairn, J., and Stevens N., Rational Design Method for Prestressed Concrete Sleepers, In Conference on Railway Engineering, 2010, 174–190. *Wellington, NZ: Engineers Australia*
 30. Murray, M. H., & Bian, J., Ultimate limit states design of concrete railway sleepers. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport*, 2012, 165(3), 215–223. <https://doi.org/10.1680/tran.10.00048>
 31. Kaewunruen, S., Remennikov, A. M., & Murray, M. H., Briefing: Limit states design of railway concrete sleepers. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport*, 2012, 165(2), 81–85. <https://doi.org/10.1680/tran.9.00050>
-

